bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice

EDITURA TEHNICA

I. L. KORCINSKI, S. V. POLIAKOV, V. A. BÎHOVSKI,
S. Iu. DUZINKEVICI, V. S. PAVLÎK

BAZELE PROIECTĂRII CLĂDIRILOR ÎN REGIUNI SEISMICE

— MANUAL PENTRU PROIECTANŢI —

(TRADUCERE DIN LIMBA RUSĂ)

PREFAȚĂ)*

Numeroase regiuni ale globului pămîntesc sînt supuse acțiunii cutremurelor. Data, locul și intensitatea unui cutremur nu pot fi prevăzute niciodată, cu certitudine. Acest fapt, adeseori, are influență asupra psihologiei constructorilor făcîndu-i să acorde mai puțină atenție acestei calamități naturale, să presupună că cutremurul nu se va produce și că toate cheltuielile legate de măsurile privind amenințarea pe care o prezintă cutremurul se vor dovedi inutile. Consecințele pe care le poate avea o astfel de atitudine pot fi ilustrate chiar de efectele cutremurelor dintr-un trecut foarte apropiat — cutremurele de la Agadîr, din Chile etc. — unde au pierit mii de oameni, iar mulți au rămas fără adăpost și fără mijloace de existență. Aceste consecințe dezastruoase sînt legate într-o mare măsură de modul în care au fost proiectate și executate clădirile situate în regiunile bîntuite de cutremure, adică de seriozitatea cu care constructorii au tratat pericolul posibil precum și de modul în care acest pericol a fost luat în considerație la executarea construcțiilor.

În U.R.S.S., regiunile bîntuite de cutremure reprezintă circa 10 — 15% din întreaga suprafață a țării; în aceste regiuni, cu o populație de circa 30 milioane locuitori, se desfășoară vaste lucrări de construcții industriale și civile, în valoare de miliarde de ruble anual. Practica construcțiilor arată că aplicarea măsurilor speciale, necesare pentru asigurarea rezistenței seismice a construcțiilor, necesită cheltuieli suplimentare care reprezintă circa 5—8% din valoarea lor. De aici rezultă că aceste cheltuieli suplimentare, legate de executarea lucrărilor de construcții în regiuni seismice, sînt foarte importante și problema folosirii lor în mod rațional are o mare importanță pentru economia națională.

Problema proiectării și executării raționale a construcțiilor în regiuni seismice este extrem de complicată, deoarece însuși fenomenul seismic este foarte

---

*) Prefață la ediția în limba rusă.

complex. A fost necesar un timp îndelungat și eforturi deosebite pentru a ajunge să se cunoască, într-o măsură oarecare, natura și esența fizică a acțiunii seismice asupra construcțiilor și pentru a trasa căile raționale de combatere a efectelor sale distructive. Cu toate că și în prezent numeroase probleme importante legate de realizarea construcțiilor rezistente la cutremure rămîn încă neclare, principiile fundamentale care stau la baza executării construcțiilor în regiunile bîntuite de cutremure, se precizează din ce în ce mai mult și pot fi exprimate analitic în calculele inginerești, conducînd la soluții constructive corespunzătoare.

Un pas important pe calea rezolvării problemei construcțiilor rezistente la cutremur l-a constituit introducerea în normele de proiectare (SN 8-57) a noii metode de calcul dinamic. În prezent, tratarea din punct de vedere dinamic a calculului construcțiilor la solicitări seismice, începe să capete o răspîndire din ce în ce mai mare și în străinătate (în S.U.A. și Romînia).

În U.R.S.S., de proiectarea clădirilor și a altor construcții care se execută în regiuni seismice, se ocupă organizații de proiectare mari (Institutul de proiectare nr. 5, Promstroiproekt, Ghiprotis, Ghiproneftezavod, Goshimproekt, GIAP, Ghiprovuz, Ghiprostroiindustria, Kazgorstroiproekt, Kazghipropisceprom, Uzgosproekt, Azgosproiect, Tadjikghiprostroi, Kirghizghiprostroi, Turkmengosproekt, precum și numeroase alte organizații), care elaborează și îmbunătățesc elementele de construcție și metodele practice de calcul.

Lucrările efectuate de aceste organizații, legate de proiectarea experimentală au demonstrat importanța economică pe care o are elaborarea proiectelor tip de clădiri și de elemente de construcție, destinate special pentru regiuni seismice și cît de dăunătoare este practica adaptării proiectelor obișnuite la condițiile solicitărilor seismice. În prezent, pe lîngă proiectele tip, organizațiile de proiectare întocmesc și încep să editeze indicații pentru calculul la solicitări seismice al diferitelor tipuri de clădiri și de alte construcții, precum și cataloage de elemente tip.

O importanță considerabilă are și activitatea institutelor de cercetări, în frunte cu Institutul central de cercetări științifice pentru elemente de construcție (ȚNIISK) al Academiei de Construcții și Arhitectură a U.R.S.S., Institutul de construcții al R.S.S. Gruzine, Institutul de fizica pămîntului al Academiei de Științe a U.R.S.S., filiala din R.S.S. Kazahă a Academiei de Construcții și Arhitectură a U.R.S.S., Institutele de materiale de construcție și construcții din Azerbaidjan și Armenia, Institutul de cercetări științifice pentru construcții din Uzbekistan etc. În urma colaborării dintre aceste organizații au putut fi stabilite și fundamentate principii noi și importante, legate de rezolvarea rațională a problemei construcțiilor rezistente la cutremur. Astfel, rezultatele acestor cercetări, pe lîngă publicarea lor sub formă de articole și monografii, au permis

elaborarea unor instrucțiuni pentru determinarea încărcărilor seismice la clădiri și la alte tipuri de construcții al căror proiect a fost publicat în culegerea ȚNIISK din 1960.

Toate cercetările enumerate, efectuate și publicate de organizațiile de proiectare și de cercetare, constituie materiale de valoare, necesare pentru desfășurarea rațională a lucrărilor de construcții în regiuni seismice. Ele se referă însă la anumite aspecte disparate ale acestei probleme complexe și nu o cuprind în întregime, nici în limitele necesare pentru inginerul constructor proiectant.

Autorii lucrării de față, fiind pe deplin conștienți de complexitatea problemei pe care și-au pus-o, au căutat să redacteze un manual care să trateze sfera aspectelor celor mai generale legate direct de proiectarea construcțiilor rezistente la cutremur.

Autorii își dau seama că nici acest obiectiv atît de limitat nu a fost complet rezolvat. Astfel, de exemplu, în lucrarea de față se acordă prea puțină atenție proiectării construcțiilor industriale moderne. Aceasta se explică, pe de o parte prin faptul că pînă în prezent experiența în domeniul proiectării unor astfel de obiecte este limitată și comportarea lor la acțiunea cutremurelor este prea puțin studiată, iar pe de altă parte — prin faptul că spre deosebire de construcțiile civile, soluțiile spațiale și în plan ale acestor clădiri sînt condiționate de tehnologia procesului de producție. Totodată, asigurarea rezistenței la cutremur a acestor construcții constă din rezolvarea corespunzătoare a nodurilor și a îmbinărilor dintre elementele lor portante. De asemenea, sînt tratate incomplet problemele proiectării elementelor de construcție prefabricate din beton armat și din beton precomprimat, precum și construcțiile din elemente spațiale, datorită faptului că nu se dispune aproape de loc de date privind comportarea unor astfel de construcții sub acțiunea cutremurelor de mare intensitate.

Cu toate aceste lipsuri ale lucrării de față, pe lîngă care mai pot exista și altele, autorii speră că ea va fi utilă unui cerc larg de ingineri proiectanți.

În încheiere, trebuie remarcată vasta și rodnica activitate a profesorilor K. S. Zavriev și V. O. Țșoher, care au început cercetările în domeniul construcțiilor rezistente la cutremur în U.R.S.S., precum și lucrările lui M. F. Barștein, I. I. Goldenblat, Ș. A. Djabua, B. K. Karapetian, G. N. Karțivadze, A. Z. Kaț, M. M. Kukebaiev, S. V. Medvedev, A. G. Nazarov, S. G. Napetvaridze, V. I. Novotorțev, M. Ia. Pildiș, S. V. Pucikov, V. T. Rasskazovski, V. A. Stepanian, V. G. Tiscenko, M. T. Urazbaiev, A. L. Ciuraian, I. M. Iusfin și ale altora, care și-au adus contribuția la crearea bazelor proiectării construcțiilor rezistente la cutremur și care au fost introduse în documentele normative din U.R.S.S. precum și în lucrarea de față.

Autorii consideră de datoria lor să-și exprime profunda recunoștință profesorilor I. M. Rabinovici, N. I. Bezuhov și I. I. Goldenblat, inginerilor V. I. Fridburg și I. M. Iusfin, pentru observațiile prețioase și ajutorul acordat la redactarea manuscrisului în vederea editării sale.

Capitolul I a fost redactat de V. A. Bîhovski, capitolele II și IV de I.L. Korcinski, III și VIII de V. S. Pavlîk, V și VII de S. V. Poliakov și VI de S. Iu. Duzinkevici.

CAPITOLUL I

FENOMENELE SEISMICE ȘI EFECTELE LOR

1. IMPORTANȚA PROBLEMEI CONSTRUCȚIILOR REZISTENTE LA CUTREMUR PENTRU ECONOMIA NAȚIONALĂ A U.R.S.S.

O parte considerabilă a teritoriului U.R.S.S. este situată în regiuni care se află în imediata apropiere a zonelor seismice ale globului pămîntesc, și anume zona Mării Mediterane, a Oceanului Pacific și zona Arctică. O imagine a suprafețelor regiunilor seismice din U.R.S.S. o oferă datele aproximative din tabelele 1 și 2, întocmite pe baza hărților de raionare seismică și a listelor de localități situate în regiuni seismice (v. anexele 1 și 2 la „Normele și regulile de construcții în regiuni seismice“ — S.N. 8-57) [34].

Tabela 1

Regiunile seismice ale U.R.S.S.

Republici Unionale	Aria regiunilor seismice mii km²	Din care în regiuni cu seismicitatea de gradul*)			
		6	7	8	9
R.S.F.S.R.	3 300	2 150	845	250	55
R.S.S. Ucraineană	48	8	38	2	—
R.S.S. Uzbekă	215	86	64	61	4
R.S.S. Kazahă	310	127	108	37	38
R.S.S. Gruzină	76	18	51	7	—
R.S.S. Azerbaidjană	95	40	50	5	—
R.S.S. Moldovenească	87	47	35	5	—
R.S.S. Kirkiză	219	—	1	120	98
R.S.S. Tadjică	166	—	20	65	81
R.S.S. Armeană	36	3	16	17	—
R.S.S. Turcmenă	279	155	57	32	34
	4 830	2 634	1 285	601	310
	100%	54,5%	26,7%	12,4%	6,4%

*) Împărțirea suprafețelor după gradul de seismicitate s-a făcut aproximativ. Ea poate fi precizată de către organizațiile locale pe baza macro și microraionării seismice.

Tabela 2

Ariile regiunilor seismice ale U.R.S.S. raportate la întregul teritoriu al U.R.S.S., în mii km²

Teritoriul U.R.S.S.	Regiuni seismice	Din care regiuni cu seismicitatea de gradul			
		6	7	8	9
22 500 100 %	4 830 21,4 %	2 634 11,7 %	1 285 5,7 %	601 2,6 %	310 1,4 %

Pe 1/5 din teritoriul U.R.S.S. se pot produce cutremure cu intensități de gradul 6 pînă la 9. Aproape o jumătate din acest teritoriu revine regiunilor cu seismicitate de gradul 7 — 9, de care trebuie să se țină seama la calculul clădirilor și ale celorlalte tipuri de construcții.

Datele privind populația din regiunile seismice, sînt date în tabela 3.

Tabela 3

Numărul de locuitori din regiunile seismice*), în mii oameni

Republici Unionale	Numărul de locuitori	Din care în regiuni seismice		
		din orașe	din sate	total
R.S.F.S.R.	117 494	14 030	13 346	27 376
R.S.S. Ucraineană	41 893	2 438	3 589	6 027
R.S.S. Uzbecă	8 113	2 720	5 393	8 113
R.S.S. Kazahă	9 301	1 734	2 215	3 949
R.S.S. Gruzină	4 049	1 696	2 353	4 049
R.S.S. Azerbaidjană	3 700	1 765	1 935	3 700
R.S.S. Moldovenească	2 880	639	2 241	2 880
R.S.S. Kirghiză	2 063	692	1 371	2 063
R.S.S. Tadjică	1 982	645	1 337	1 982
R.S.S. Armeană	1 768	884	884	1 768
R.S.S. Turcmenă	1 520	698	822	1 520
	194 763	27 941	35 468	63 427
	100 %	14,3 %	18,3 %	32,6 %

*) Numărul de locuitori corespunde datelor recensămîntului din 1959.

O treime din populația a 11 republici unionale se află în regiuni cu seismicitatea de gradul 6 — 9. Cel puțin jumătate din această populație se găsește în regiuni cu seismicitate de gradul 7 — 9 în care cutremurele pot avea efecte importante și unde pericolul pe care-l prezintă pentru viața oamenilor este legat de degradările și prăbușirile clădirilor și ale altor tipuri de construcții nerezistente la cutremur.

În U.R.S.S. conform datelor din anul 1958, din bugetul unional se cheltuiesc anual pentru construcții noi în medie peste 1 000 de ruble pe cap de locuitor. Se poate admite că în regiunile seismice ale Uniunii Sovietice investițiile anuale pentru construcții noi se cifrează la circa 65 miliarde de ruble.

În regiunile unde pericolul pe care-l prezintă cutremurele trebuie preîntîmpinat printr-un calcul corespunzător al clădirilor și al altor construcții la solicitări seismice, aceste investiții reprezintă circa 30—35 miliarde ruble.

Calculul aproximativ privind creșterea costului construcțiilor în regiunile seismice, în comparație cu costul unor clădiri și lucrări analoge din regiunile neseismice, arată că în regiunile cu seismicitate de gradul 7 această creștere este de circa 4%, în cele de gradul 8 este de 8%, iar în cele de gradul 9 este de 12%. În medie, pentru toate regiunile seismice unde normele impun măsuri speciale de conformare antiseismică a construcțiilor, sporul de cost este de 5 — 6% din valoarea lucrărilor de construcție. Dacă se admite costul lucrărilor de construcție 60% din totalul investițiilor, adică 18—21 miliarde de ruble, rezultă că cheltuielile anuale provenite din sporul de cost necesar pentru asigurarea rezistenței la cutremur a clădirilor și a altor tipuri de construcții, pentru cazul cutremurelor de mare intensitate, depășește un miliard de ruble*).

Dacă se ține seama de creșterea volumului construcțiilor în următorii 20 de ani și deci și de creșterea cheltuielilor anuale legate de sporul de cost, rezultă importanța uriașă pentru economia națională a problemei asigurării rezistenței corespunzătoare la cutremur a clădirilor și a altor tipuri de lucrări care se execută în regiunile seismice, chiar dacă sporul de cost al construcțiilor va fi micșorat la maximum.

2. CUTREMURELE ȘI EFECTELE LOR PE SUPRAFAȚA SOLULUI

Globul pămîntesc este un corp solid de formă elipsoidală foarte apropiată de sferă, deoarece diferența dintre axa mare și cea mică a elipsoidului nu este prea mare. Raza globului pămîntesc este de circa 6 380 km. Structura globului pămîntesc [8] poate fi prezentată în modul următor (fig. 1): învelișul superficial sedimentar este alcătuit în special de roci sedimentare și are o adîncime care variază de la zero la cîțiva kilometri. Învelișul următor este alcătuit din roci granitice a căror adîncime ajunge pînă la 10 km. Dedesubtul acestui înveliș se află straturile bazaltice și ultrabazaltice, avînd o grosime totală de 40 — 50 km Aceste două învelișuri alcătuiesc scoarța terestră cu o grosime maximă de circa 60 — 75 km. Stratul granitic și bazaltic al scoarței a căpătat denumirea de „sial“ care provine din unirea primelor silabe ale cuvintelor siliciu și aluminiu — materialele constitutive principale ale scoarței terestre. Sub scoarță se află un înveliș intermediar continuu, format din trei părți: partea superioară cu grosimea de 240 km, partea mediană cu grosimea de circa 700 km și partea inferioară de circa 2 000 km. Materialele din care este alcătuită partea superioară a învelișului intermediar sînt siliciul și magneziul, de unde provine și denumirea de „sima“.

Suprafața de separație dintre învelișurile „sial“ și „sima“, datorită variației importante a proprietăților elastice și stării de agregare a materiei din care sînt alcătuite aceste învelișuri, a căpătat denumirea de „suprafața de separație de ordinul întîi“ sau „suprafața lui Mohorovičić“.

---

*) Vezi articolul autorului din revista „Promîșlennoie Stroitelstvo“, 1960, nr. 9.

Sub învelişul intermediar se află nucleul globului terestru cu o rază de 3 400 km, în interiorul căruia se presupune că ar exista aşa-numitul subnucleu cu o rază de circa 1 300 km, caracterizat printr-o densitate şi mai mare decît partea exterioară a nucleului. Vitezele de propagare a undelor elastice prin nucleu şi subnucleu, pe baza cărora se stabileşte densitatea materiei

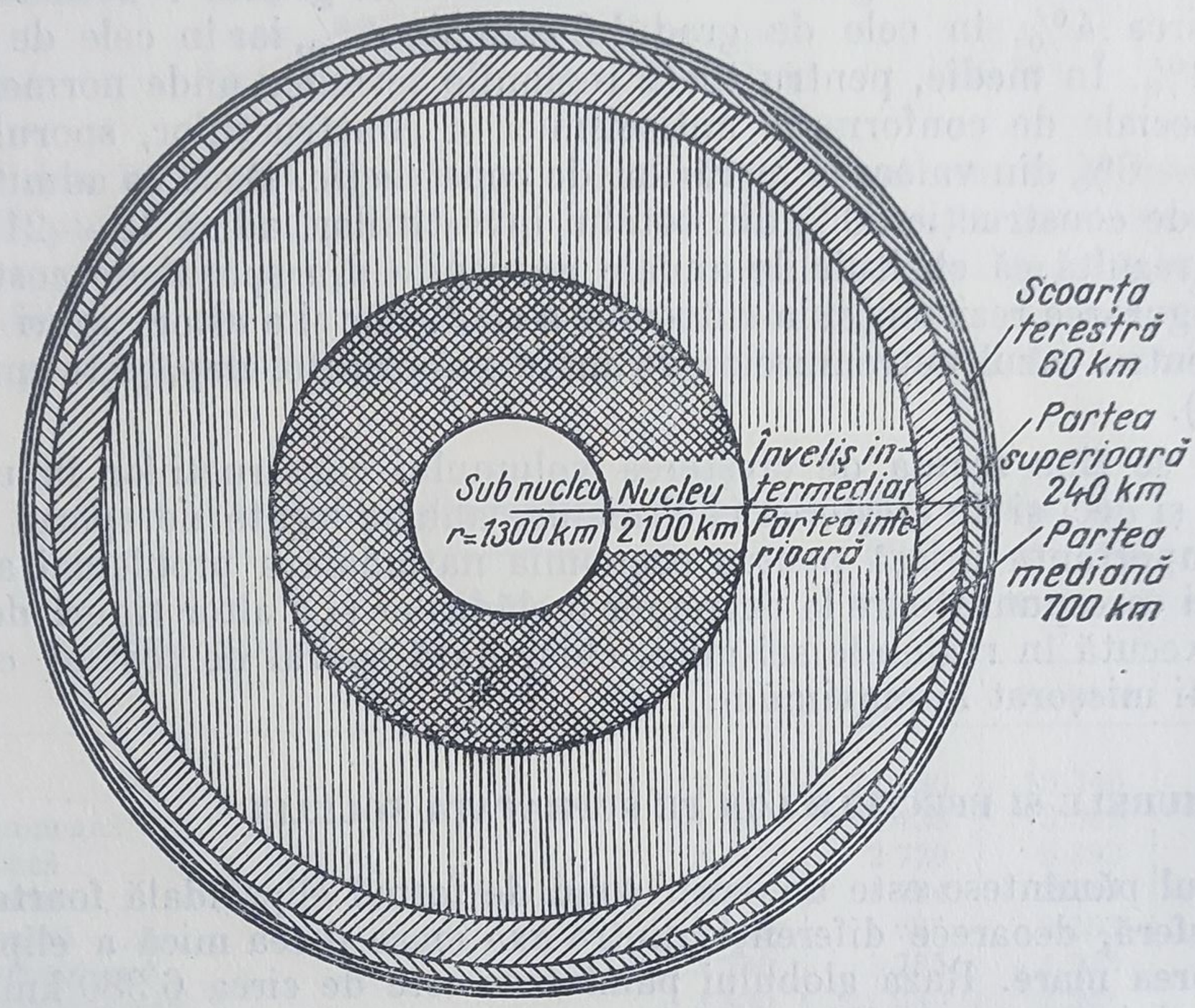


Fig. 1. Structura globului terestru.

din care sînt alcătuite aceste părţi structurale ale globului terestru, diferă fundamental între ele. Pe limita nucleului viteza de propagare a undelor seismice longitudinale este de 13,6 km/s, iar în centrul globului este de 11,3 km/s.

Din descrierea structurii, rezultă că grosimea scoarţei terestre, în comparaţie cu grosimea totală a globului, este foarte mică; o imagine plastică a acestor proporţii rezultă din comparaţia între coaja unui măr şi întreaga masă a acestuia.

Cutremurele sînt legate de procesele de deformare şi de producere a unor discontinuităţi, care au loc în special în limitele scoarţei terestre [1, 3, 11, 26, 32].

Denumirea de cutremur se dă oscilaţiilor straturilor superficiale ale scoarţei terestre. Aceste oscilaţii se produc ca urmare a proceselor de deformare a scoarţei terestre. Cutremurele se clasifică din punct de vedere genetic în cutremure de natură vulcanică, cutremure de prăbuşire, provocate de surpările rocilor carstice la o adîncime nu prea mare faţă de scoarţă şi cutremure tectonice, datorite deplasărilor din scoarţă. Cutremurele vulcanice şi de prăbuşire sînt puţin frecvente şi au un caracter strict local. Mai numeroase sînt cutremurele tectonice care se produc după mecanismul descris în continuare.

Se admite că scoarţa terestră este alcătuită dintr-un mare număr de blocuri separate între ele prin fisuri şi porţiuni de materie mai puţin rezistentă decît blocurile. Din diferite cauze, între blocuri şi porţiunile intermediare denumite rosturi seismice, se produc deplasări relative, lente. Aceste deplasări verticale şi orizontale, se produc cu diferite viteze şi atrag după sine o acumulare treptată a deformaţiilor, diferite de la un sector la altul al scoarţei terestre. Uneori, după ce materia din care este alcătuită scoarţa ajunge la starea limită de deformaţie se produce ruperea ei bruscă. Energia potenţială de deformaţie se transformă instantaneu în energie cinetică. Se consideră că valoarea maximă a energiei eliberate poate să ajungă la 10^{26} ergi.

Locul în care se produce ruperea sau lunecarea după restul seismic, se numeşte focarul sau hipocentrul cutremurului. Obişnuit, hipocentrul se află în interiorul scoarţei terestre, la o adîncime de 5 — 60 km de suprafaţa solului. Se cunosc însă numeroase cutremure ale căror focare sînt situate la adîncimi de ordinul a 300 — 600 km. Cutremurele cu efectele cele mai distructive au avut focarul la o adîncime care nu depăşea 60 — 100 km*). Proiecţia focarului pe suprafaţă se numeşte epicentru. În realitate, hipocentrul şi epicentrul nu sînt puncte distincte şi pot fi reprezentate sub forma unei linii sau a unei zone de diferite dimensiuni.

Undele seismice

Energia eliberată în focar se propagă pe întregul glob pămîntesc, sub forma undelor elastice, denumite unde seismice. La suprafaţa pămîntului ajung diferite tipuri de unde care se deosebesc între ele prin particularităţile propagării lor în mediile foarte eterogene ale structurii globului pămîntesc. Se disting trei tipuri principale de unde seismice [8, 26].

Undele seismice longitudinale — undele P — sînt acelea care produc o succesiune rapidă de deformaţii de compresiune şi de întindere în mediul prin care se propagă, modificînd volumul acestuia. Ele au viteza de propagare cea mai mare şi ajung cele dintîi la suprafaţă. Viteza lor de propagare în scoarţa terestră ajunge la 7 — 8 km/s.

Undele seismice transversale — undele S — deformează mediul pe care îl străbat, fără să-i modifice volumul; viteza lor de propagare în scoarţa terestră este mai mică decît aceea a undelor longitudinale şi este de circa 4 — 4,5 km/s.

Undele seismisce superficiale, sau undele lui Rayleigh, se produc pe suprafaţa liberă a spaţiului elastic solid, analog cu undele gravitaţionale de pe suprafaţa unui lichid, produse de vînt; ele se deosebesc de acestea din urmă prin faptul că sînt produse de forţe elastice şi nu de forţa gravitaţiei, ca în cazul lichidelor. Viteza de propagare a undelor seismice superficiale variază

---

*) *N.T. Cercetări recente au arătat că focarul cutremurelor distrugătoare moldavice este localizat la o adîncime de 100 — 200 km pe partea exterioară a cotului Carpaţilor, în munţii Vrancea. Acest focar este definit de seismologii romîni ca „permanent, izolat şi persistent". Intensitatea cutremurului în zona epicentrală depăşeşte gradul nouă după scara Mercalli-Cancani-Sieberg.*

În Bucureşti, la 170 km de epicentru, intensitatea cutremurelor provocate de acest focar, atinge gradul 7 — 8, iar la Brăila, Focşani, Galaţi, gradul 8 — 9.

în raport cu proprietăţile elastice ale materialului din care este alcătuit terenul. În tabela 4 se dau valorile acestor viteze în diferite terenuri [16].

Tabela 4

Viteza de propagare a undelor seismice în diferite terenuri

Natura terenului	Viteza, km/s
Stîncos	
Granituri	5,6
Calcare, şisturi, gnaisuri (compacte)	3,5 — 4,5
Gresii compacte	2,2—3
Calcare, şisturi, gresii	1,5—2,3
Semistîncos	
Ghipsuri	2,4—3
Marne	2 —2,6
Nisipuri cimentate	1,4—1,9
Detritice	
Grohotiş şi bolovăniş	1,3—2,1
Pietriş (provenit din roci cristaline)	1,2—1,9
Pietriş (provenit din roci sedimentare)	1,1—1,7
Nisipos	
Nisipuri cu pietriş şi nisipuri grosiere	1,1—1,6
Nisipuri mijlocii	1—1,4
Nisipuri fine şi prăfoase	0,7—1,2
Argilos	
Argile	0,9—1,5
Argile nisipoase	0,8—1,4
Nisipuri argiloase	0,7—1,2
Teren de umplutură, soluri	
Umpluturi	0,3—0,5
Sol vegetal	0,2—0,3

Schema din fig. 2 dă o oarecare imagine a modului de propagare a undelor seismice din focarul cutremurului. În această schemă sînt arătate zonele de intensităţi egale ale solicitărilor seismice. Zona cea mai apropiată de epicentru se caracterizează prin acţiunea cea mai intensă; intensitatea scade o dată cu depărtarea de epicentru.

În realitate, fenomenul de propagare a diferitelor tipuri de unde directe, reflectate, refractate etc. în scoarţa terestră, este mult mai complex. În timpul cutremurului se formează un cîmp seismic cu oscilaţii foarte complicate [32, 41, 61].

Dacă ne imaginăm propagarea undei seismice din focar sub forma aşa-numitei raze seismice directe, în raport cu unghiul sub care raza ajunge la suprafaţă, predomină fie componenta sa verticală fie cea orizontală. În zona epicentrală predomină componenta verticală, însă pe măsura depărtării

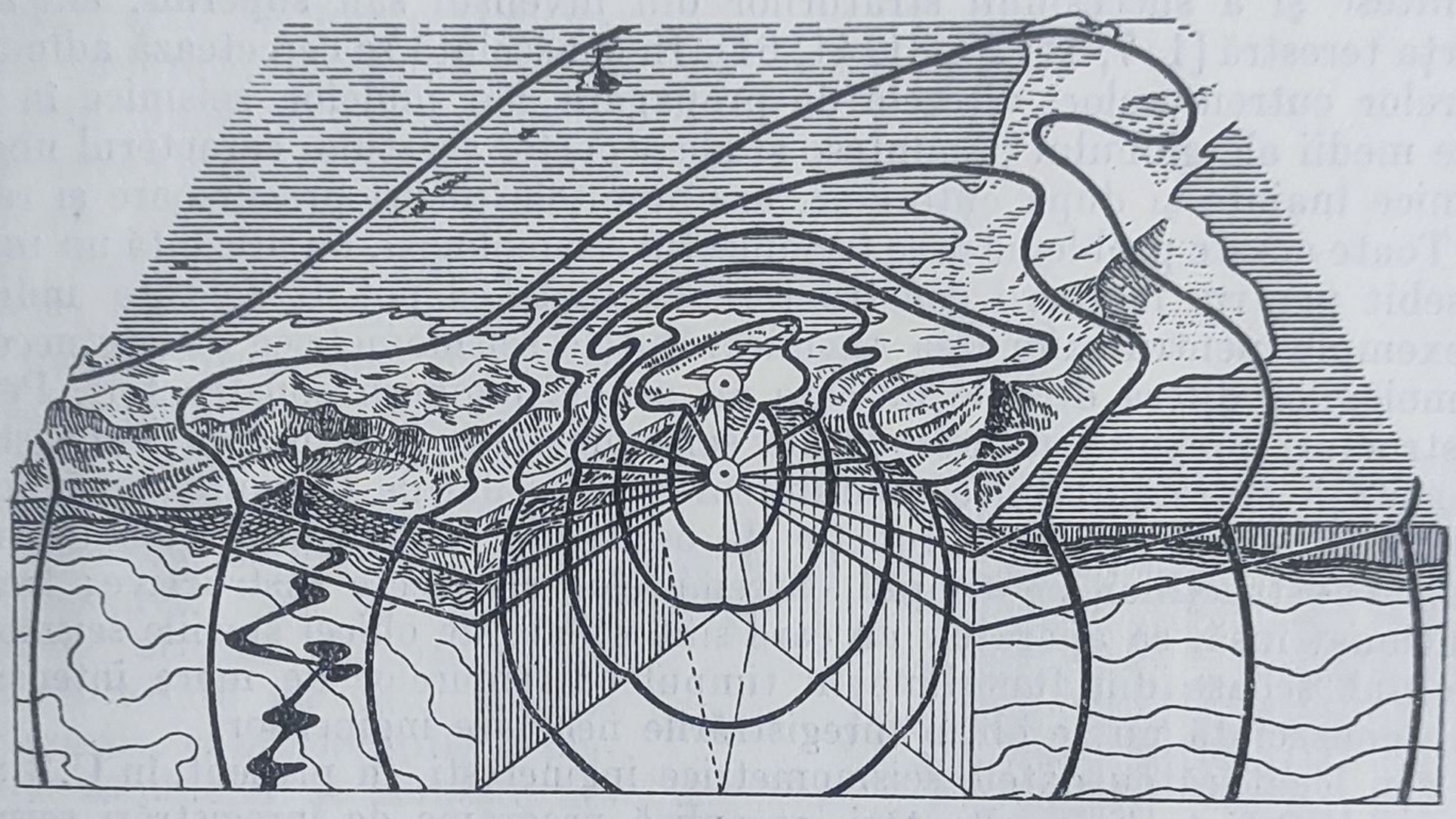


Fig. 2. Schema propagării undelor seismice.

de epicentru creşte din ce în ce mai mult componenta orizontală; oscilaţiile diferitelor tipuri de construcţii, produse de această componentă sînt cele mai periculoase (fig. 3).

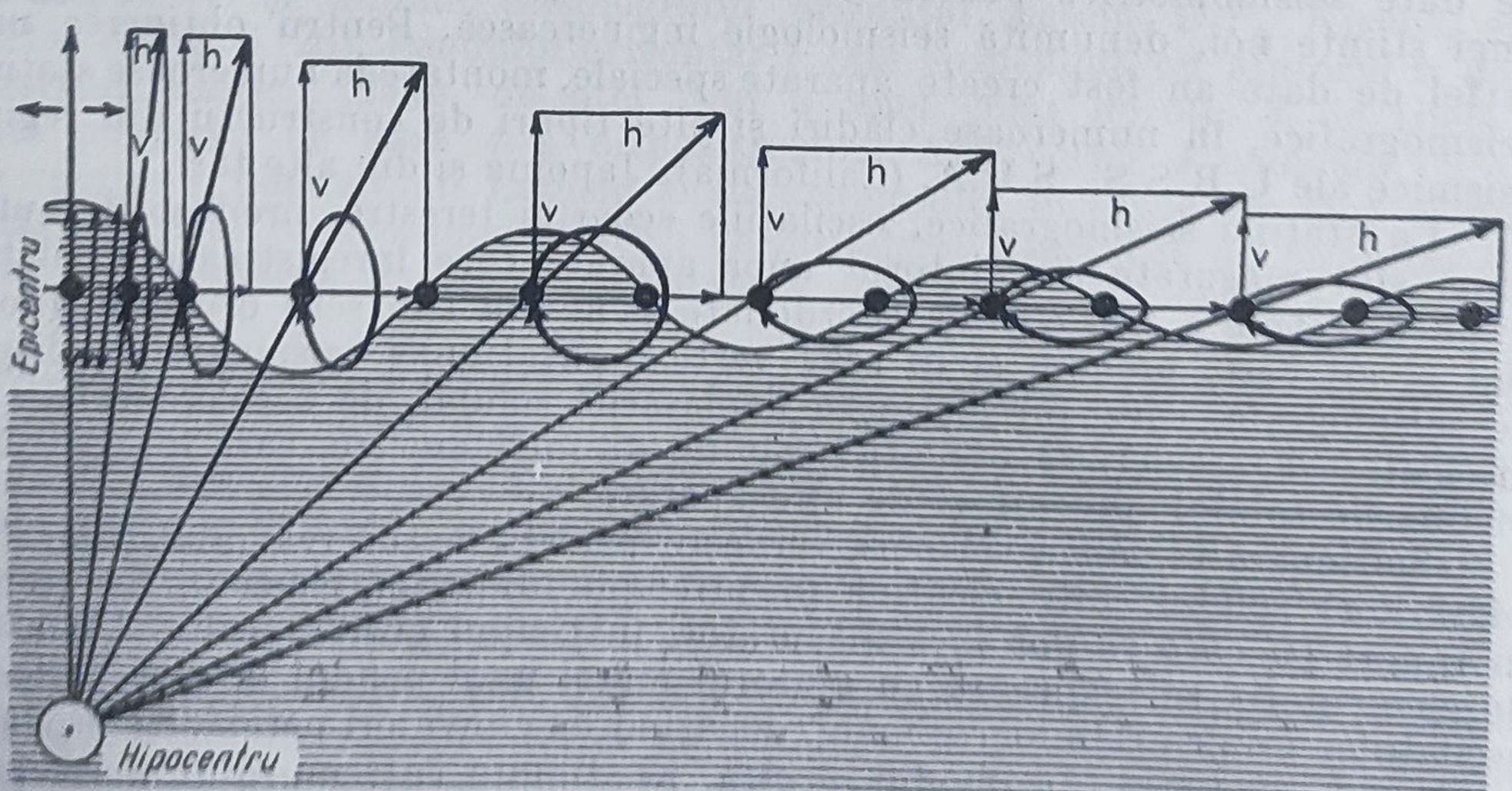


Fig. 3. Componentele undei seismice şi variaţia lor cu depărtarea de epicentru.

Seismogramele şi accelerogramele

Seismologia se ocupă de problemele propagării undelor seismice în globul pămîntesc şi în special în scoarţă, în scopul cunoaşterii structurii globului pămîntesc şi a succesiunii straturilor din învelişul său superior, adică din scoarţa terestră [1, 7, 11, 26, 31, 41, 61]. În consecinţă se cercetează adîncimile focarelor cutremurelor, vitezele de propagare ale undelor seismice în diferitele medii ale globului pămîntesc şi ale scoarţei acestuia, caracterul undelor seismice înainte şi după cutremur, aşa-numitele şocuri precursoare şi replici etc. Toate aceste probleme care fac obiectul seismologiei, nu prezintă un interes deosebit pentru inginerii constructori, cu toate că pot fi folosite indirect, de exemplu pentru raionarea seismică. Datele seismometrice exacte necesare seismologilor diferă de cele de care au nevoie inginerii constructori. Pentru constructori prezintă interes datele seismometrice care permit cunoaşterea intensităţii cutremurului, a modului în care oscilaţiile terenului de fundaţie acţionează construcţiile în funcţie de oscilaţiile fundamentale ale terenului şi ale construcţiilor pe timpul cutremurelor cu efecte distructive; trebuie menţionat însă, că aparatele cu care sînt utilate de obicei staţiile seismografice sînt scoase din funcţiune în timpul cutremurelor de mare intensitate şi în consecinţă nu se obţin înregistrările necesare inginerilor.

În legătură cu datele seismometrice inginereşti, în prezent, în U.R.S.S., Japonia, S.U.A. şi în alte ţări, se aplică programe de înregistrări seismice precise pentru oscilaţii intense, produse de cutremure distrugătoare şi cu caracter catastrofal. Pentru nevoile constructorilor este important ca aceste înregistrări să conţină date cu privire la caracterul oscilaţiilor, perioadelor, deplasărilor şi în special asupra acceleraţiilor cărora le corespund avariile sau distrugerile clădirilor [31, 38, 63]. Înregistrarea şi cercetarea unor astfel de date seismometrice pentru nevoi inginereşti constituie tocmai obiectul unei ştiinţe noi, denumită seismologie inginerească. Pentru obţinerea unor astfel de date au fost create aparate speciale, montate la numeroase staţiuni seismografice, în numeroase clădiri şi alte tipuri de construcţii din regiuni seismice ale U.R.S.S., S.U.A. (California), Japonia şi din alte ţări.

La staţiile seismografice, oscilaţiile scoarţei terestre, produse de cutremur, sînt măsurate cu ajutorul unor aparate care înregistrează oscilaţiile după direcţiile a trei axe de coordonate şi anume : în sens orizontal (nord-sud şi est-vest) precum şi în sens vertical. Staţiunile seismografice dispun de seismografe, care înregistrează deplasările solului, de accelerografe, care înregistrează acceleraţia oscilaţiei solului, de inclinometre, care înregistrează înclinările solului, precum şi de alte aparate.

Seismograful, aparatul care serveşte pentru măsurarea oscilaţiilor (deplasărilor) solului, este alcătuit în principiu dintr-un element fix (reper) în raport cu care se pot face măsurători în timpul cutremurului. Un astfel de element fix se realizează cu ajutorul masei unui pendul la care perioada oscilaţiilor proprii este foarte mare, depăşind de cîteva ori perioadele oscilaţiilor scoarţei terestre. În modul acesta, pe timpul cutremurului, masa pendulului capătă deplasări neglijabile şi practic, se poate considera că este fixă. Masa pendulului poate fi legată prin diferite procedee — mecanice,

BIBLIOTECA CENTR
REGIONALĂ
IAȘI

optice, electrodinamice sau electromagnetice — de dispozitivul cu ajutorul căruia se înregistrează oscilațiile solului. Întregistrarea poartă denumirea de seismogramă (fig. 4).

Pentru măsurarea accelerațiilor care se produc în timpul cutremurului, se folosesc dispozitive numite accelerografe. Schema principială a acestor dispozitive este alcătuită de asemenea dintr-un sistem format dintr-o masă fixată prin intermediul unei legături elastice și un dispozitiv de înregistrare; spre deosebire de seismograf, însă, perioada oscilațiilor proprii ale acestui sistem trebuie să fie mult mai mică decît perioada oscilațiilor solului. Înregistrarea care se obține cu ajutorul acestor dispozitive nu mai reprezintă de data aceasta deplasările, ci accelerațiile deplasărilor solului și se numește accelerogramă (fig. 5).

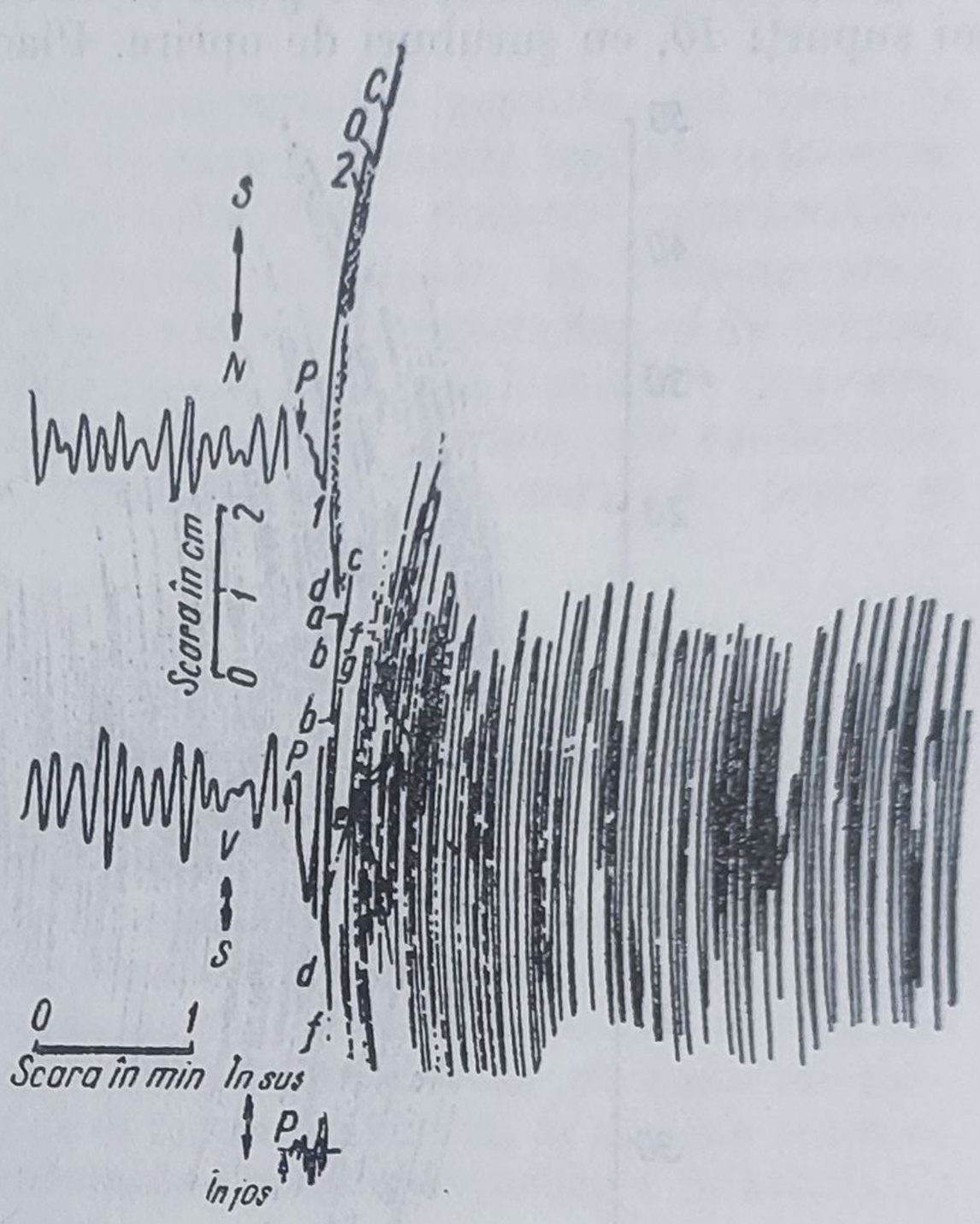


Fig. 4. Seismograma cutremurului de la Tokio, 1 septembrie 1923.

La stațiunile seismografice din U.R.S.S., oscilațiile obișnuite ale solului precum și cele produse de cutremur, se înregistrează cu ajutorul seismografelor. Un astfel de dispozitiv și anume seismograful orizontal sistem D.P. Kirnos, este arătat în fig. 6 [26]. Pendulul orizontal *1* este suspendat cu ajutorul a două resorturi subțiri, plane, de oțel *2* și a unei corzi de oțel *3*, de tijele fixate pe placa de bază *4* a dispozitivului. Axa corzii *3* coincide cu axa de rotație a pendulului. Lamele *2* ale sistemului de suspensie sînt dispuse astfel, încît să preia numai eforturi de întindere. Eforturile de forfecare sînt preluate de coarda *3*. Greutatea totală a pendulului este de circa 5 kgf.

În brățara de cupru *5*, fixată la capătul pendulului, sînt montate două bobine de inducție plane din sîrmă de cupru subțire, emailată. Cu ajutorul conductorului de cupru bine izolat și a două benzi subțiri de cupru, care nu împiedică mișcarea pendulului, bobinele de inducție sînt legate de două perechi de cleme *6* de pe placa de bază a dispozitivului. O bobină servește pentru înregistrarea mișcării pendulului și este legată la circuitul unui galvanometru. Cea de a doua bobină servește pentru reglarea amortizării pendulului și în acest scop, la clemele sale se leagă o rezistență specială pentru a se obține valoarea necesară a constantei de amortizare. Porțiunile mediane ale bobinei de inducție se află în cîmpul unui magnet permanent *7* fixat pe placa de bază. La capătul pendulului, în dreptul brățării cu bobine, este montată scara *8* gradată fin în milimetri. Deasupra acestei scări, pe magnet, este fixat

180.734

(cu muchia perpendiculară pe scară) un ac subțire plat și lentila *9*, cu ajutorul căreia se poate citi poziția acului pe scară, cu o precizie pînă la 0,1 mm.

Pe placa de bază *4*, de o parte și de alta a masei pendulului sînt montați doi suporți *10*, cu șuruburi de oprire. Placa de bază *4* reazemă pe trei șuru-

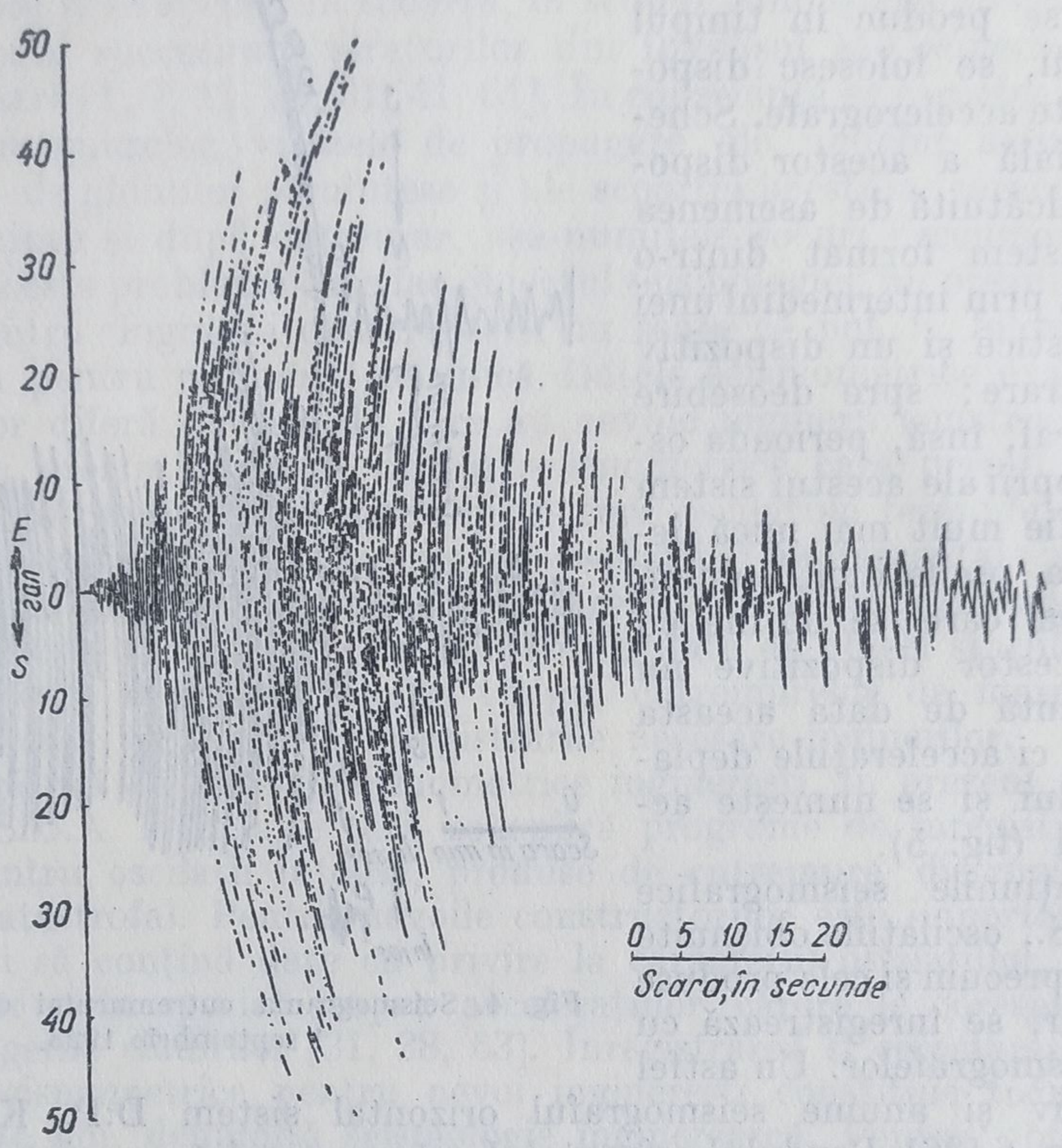


Fig. 5. Accelerograma cutremurului care a avut loc la 60 km de Tokio, la 21 septembrie 1931.

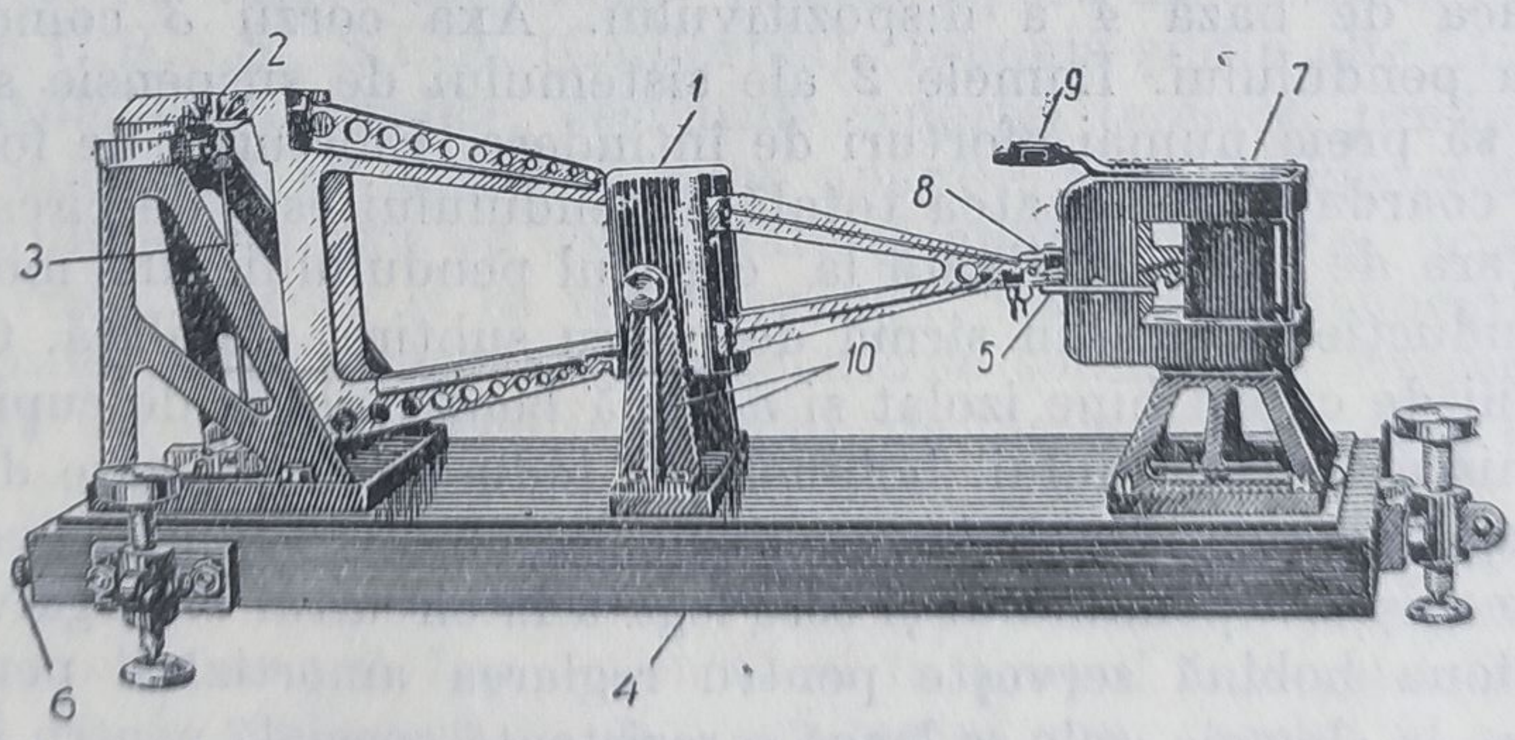


Fig. 6. Seismograful orizontal sistem D.P. Kirnos.

buri de calare. Cele două șuruburi laterale servesc pentru reglarea poziției de echilibru a pendulului. Perioada oscilațiilor proprii ale pendulului se reglează prin modificarea unghiului de înclinare a axei de rotație a pendulului,

cu ajutorul şurubului de calare anterior. Perioada oscilaţiilor proprii ale pendulului poarte fi reglată în intervalul de la 5—6 pînă la 40—50 s. Pentru înregistrarea mişcării pendulului se foloseşte un galvanometru special. Amplificarea dispozitivului este de circa 2 900.

Examinarea seismogramelor şi accelerogramelor permite, cu toate că ele au un caracter oarecum haotic, să se observe o oarecare legitate a fenomenului. De obicei, fiecare seişmogramă prezintă cîteva porţiuni caracteristice.

Prima porţiune, care precede oscilaţiile principale, se caracterizează prin deplasări mici şi o frecvenţă mare. Apoi survine o creştere destul de intensă a amplitudinilor, descreşterea lor producîndu-se mult mai lent decît creşterea. În această porţiune, adeseori, se observă perioade variate ale oscilaţiilor. Ultima porţiune a seismogramei se caracterizează prin perioade joase şi amplitudini mici.

Perioadele oscilaţiilor

Analizînd primele seismograme obţinute, numeroşi oameni de ştiinţă japonezi au constatat că în diferite regiuni predomină anumite perioade ale oscilaţiilor terenului. F. Omori şi D. Kikuchi [50, 53] au fost de părere că perioadele predominante ale oscilaţiilor terenului sînt perioadele oscilaţiilor proprii ale straturilor geologice, caracteristice pentru regiunea respectivă. Valorile lor diferite reprezintă perioada formei fundamentale a oscilaţiilor sau a armonicilor apropiate. Studiind oscilaţiile terenurilor pe baza seismogramelor, A. Imamura [45] a stabilit că în regiunea Kanto, la staţiile seismografice situate pe terenuri diferite, predominau perioadele arătate în tabela 5.

Fundamentarea teoretică a fenomenului oscilaţiilor libere ale terenului de fundaţie, produse de undele seismice, este dată de lucrările lui K. Sezava, G. Nisimura şi K. Kanai [57, 58, 59, 60]. Aceste cercetări au avut ca scop fundamentarea ipotezei că în regiunile seismice este necesar să se ţină seama de eventualitatea producerii rezonanţei între oscilaţiile proprii ale terenului şi cele ale clădirilor sau ale altor tipuri de construcţii executate pe terenul de fundaţie respectiv.

Tabela 5

Perioadele predominante ale oscilaţiilor terenului

Natura terenului din amplasamentul staţiei seismografice	Perioadele oscilaţiilor s
Sol	0,2—0,3
Teren aluviar	0,4—0,5
Depozite terţiare.....	0,6—0,7

Cercetînd problema oscilaţiilor proprii ale terenurilor de fundaţie, K. Suyehiro [31, 63] a ajuns la concluzia că perioadele acestor oscilaţii au o influenţă considerabilă asupra efectelor distrugătoare ale cutremurelor. Suyehiro a construit un dispozitiv special — analizorul oscilaţiilor seismice — alcătuit din 14 penduli alăturaţi la care perioadele oscilaţiilor proprii variază de la 0,2 la 1,8 s. Înregistrările realizate cu acest dispozitiv în două raioane din Tokio cu o structură geologică foarte diferită, au arătat că în deluvian, în porţiunea mai ridicată a oraşului, atît în condiţii obişnuite, cît şi pe timpul cutremurelor, perioada predominantă a oscilaţiilor era de circa 0,3 s. În partea de jos a oraşului, cu terenuri aluvionare, perioadele predominante ale oscilaţiilor, în timpul cutremurelor, se înscriau în inter-

valul de la 0,7 la 0,9 s; în condiţii obişnuite, precum şi pe timpul cutremurelor slabe cu caracter de impuls, în acest raion s-au înregistrat şi perioade de ordinul a 0,3—0,4 s.

Cercetările făcute de M. Ishimoto [46] au arătat că există perioade predominante ale oscilaţiilor terenurilor de fundaţie în intervalul de 0,3—0,5 s, iar în anumite cazuri au fost înregistrate perioade predominante de ordinul a 0,2 s, precum şi de circa 0,7 s. În urma cercetărilor făcute de T. Saito şi M. Suzuki [56], s-a stabilit că în terenurile aluvionare predominau oscilaţii cu perioade de 0,2 şi 0,7 s, iar în formaţiile deluvionare — cele de 0,25 şi 0,45 s. După părerea acestor autori, perioadele oscilaţiilor proprii ale stratului aluvionar sînt de 0,25 şi 0,75 s.

Cercetările făcute de B. Gutemberg [42], în California, pe baza seismogramelor unui mare număr de cutremure, înregistrate la diferite staţii seismografice, au demonstrat că perioadele predominante de pe seismograme variază în raport cu distanţa pînă la epicentru, intensitatea cutremurului şi proprietăţile straturilor geologice. Valorile perioadelor predominante s-au înscris în intervalul 0,5—0,6 s şi 1—1,2 s şi corespund, probabil, perioadelor oscilaţiilor proprii ale straturilor superficiale ale scoarţei terestre. Totodată, perioadele de ordinul a 0,5 s se referă la oscilaţiile libere ale straturilor de grosime mai mică, iar perioadele de ordinul a 1,1 s se referă la oscilaţiile libere ale straturilor de grosime mai mare. De asemenea, s-a stabilit că odată cu creşterea distanţei pînă la epicentru, perioadele oscilaţiilor proprii în punctul în care se face înregistrarea cresc întrucîtva, cu toate că diferenţele faţă de valorile medii sînt foarte mici.

Analiza seismogramelor oscilaţiilor [38] produse de cutremurul de mare intensitate de la Long Beach (1933), cu toate că este insuficientă pentru a permite deducerea unor concluzii definitive, a arătat că intensitatea cutremurului are influenţă asupra valorii perioadei predominante. În seismogramele acestui cutremur au predominat perioadele cuprinse în intervalul 0,2—0,4 s, alături de perioadele cuprinse în intervalele de la 4 la 5 s şi de la 8 la 10 s. Totodată, oscilaţiile cu perioade scurte prezentau o energie mai mare decît cele cu perioade mai lungi, provocînd avarierea şi distrugerea construcţiilor.

După părerea lui B. Gutemberg şi K. Richter [11] oscilaţiile cu perioade lungi sînt produse de deplasarea unor blocuri mari în scoarţa terestră. Cercetările teoretice arată că perioadele oscilaţiilor variază cu distanţa pînă la epicentru, datorită vîscozităţii mediului şi absorbţiei energiei undelor seismice. Părerea unanimă este că energia undelor cu perioada scurtă este absorbită mult mai rapid decît energia undelor cu perioadă lungă [38]. Analiza propagării undelor seismice într-un strat omogen, a condus, într-o primă aproximaţie, la următoarea relaţie între perioada undelor superficiale, distanţa pînă la epicentru şi viteza de propagare a undelor seismice:

$$T = \sqrt{\frac{D}{v^3}},$$

în care: T este perioada, în s;
D — distanţa pînă la epicentru, în km;
v — viteza de propagare a undei seismice, în km/s.

Din relaţia de mai înainte rezultă că perioadele cresc mai repede la undele seismice care se propagă cu viteze mai mici. Din datele cuprinse în tabela 6 se poate vedea modul în care variază perioadele undelor seismice longitudinale şi transversale în raport cu distanţa pînă la epicentru [38, 42].

Perioadele oscilaţiilor proprii ale terenurilor (perioadele predominante) înregistrate în California de Sud sînt analoge cu perioadele înregistrate în alte regiuni seismice (Japonia etc.). Din aceste date rezultă că oscilaţiile produse în terenuri, pe timpul cutremurelor, au perioade situate în intervalul de variaţie al perioadelor oscilaţiilor proprii ale clădirilor şi altor construcţii. În consecinţă, eventualitatea rezonanţei este foarte probabilă şi acest fapt trebuie luat în consideraţie la proiectarea construcţiilor rezistente la cutremur.

Tabela 6

Variaţia perioadelor undelor seismice

Distanţa pînă la epicentru, km	Perioadele, s	
	unde seismice longitudinale	unde seismice transversale
51	0,33	1
100	0,5	2
500	1	2,5
1 000	1,5	3
2 000	2	5

Pe baza seismogramelor cutremurului din Tokio, de la 1 septembrie 1923, au fost stabiliţi parametrii oscilaţiilor terenurilor în punctele în care erau situate dispozitivele de înregistrare [31, 38, 55, 63]. Într-unul din cazuri perioada oscilaţiilor a fost de 1,3 s, iar amplitudinea de 90 mm; într-un alt caz, perioada a fost de 4,9 s, iar amplitudinea de 170 mm; într-un al treilea caz amplitudinea a fost de 150 mm. Acceleraţiile calculate pe baza acestor date au fost respectiv de 0,1 g, 0,015 g şi 0,12 g. Din aceste înregistrări a rezultat că în deluvian, acceleraţiile au fost de 2—3 ori mai mici decît în depunerile aluvionare.

Datele amintite nu pot fi considerate întru totul exacte, întrucît ele au fost obţinute prin calcul, în ipoteza că oscilaţiile sînt armonice, în realitate însă ele sînt foarte depărtate de o astfel de formă a oscilaţiilor. Evident din punct de vedere ingineresc, este necesar să se dispună de accelografe care să permită obţinerea, direct din accelerograme, a valorilor efective ale acceleraţiilor.

Din compararea seismogramelor şi accelerogramelor unui aceluiaşi cutremur, rezultă totodată că perioada şi amplitudinea porţiunii principale a seismogramei*) nu prezintă un interes deosebit pentru scopuri inginereşti; o importanţă mai mare au acceleraţiile maxime şi perioadele corespunzătoare acestora. Din analiza seismogramelor şi accelerogramelor a rezultat că valorile maxime ale acceleraţiilor de pe seismogramă nu coincid cu cele de pe accelerogramă.

În fig. 7 se dă seismograma şi accelerograma cutremurului care a avut loc în Japonia la 17 iunie 1931.

Fiecare seismogramă exprimă mişcarea terenului numai după o singură direcţie, de exemplu verticală sau orizontală (nord-sud). Pe baza înregistrărilor făcute după toate cele trei direcţii, se poate determina mişcarea terenului, în spaţiu, în dreptul aparatului. În fig. 8 este arătat modelul unei

*) Porţiunea principală a seismogramei este aceea în care amplitudinile au valori maxime.

astfel de mişcări, obţinut de savantul japonez S. Sekiya, iar în fig 9 este arătată numai mişcarea orizontală a unei particule de teren în timpul cutremurului din Tokio, de la 1 septembrie 1923. Din aceste figuri se vede că natura mişcării terenului de fundaţie al clădirilor este foarte complexă, şi că exprimarea ei într-o formă matematică este o problemă dificilă.

Valorile acceleraţiilor şi deplasărilor orizontale ale terenurilor au fost determinate în repetate rînduri pe baza observaţiilor asupra deplasărilor şi răsturnărilor diferitelor obiecte, cum ar fi de exemplu monumentele fune-

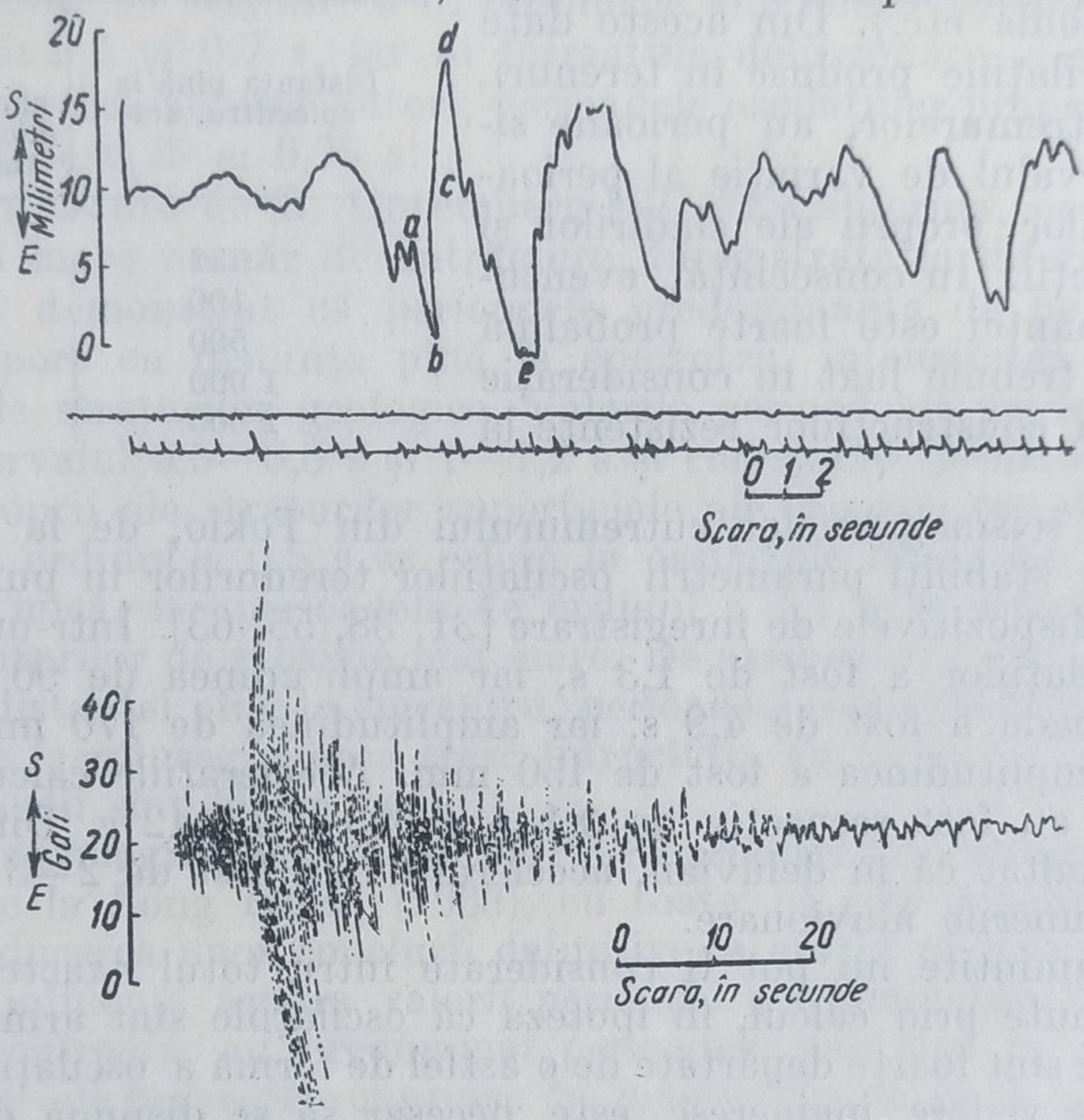


Fig. 7. Seismograma şi accelerograma cutremurului din Japonia de la 17 iunie 1931.

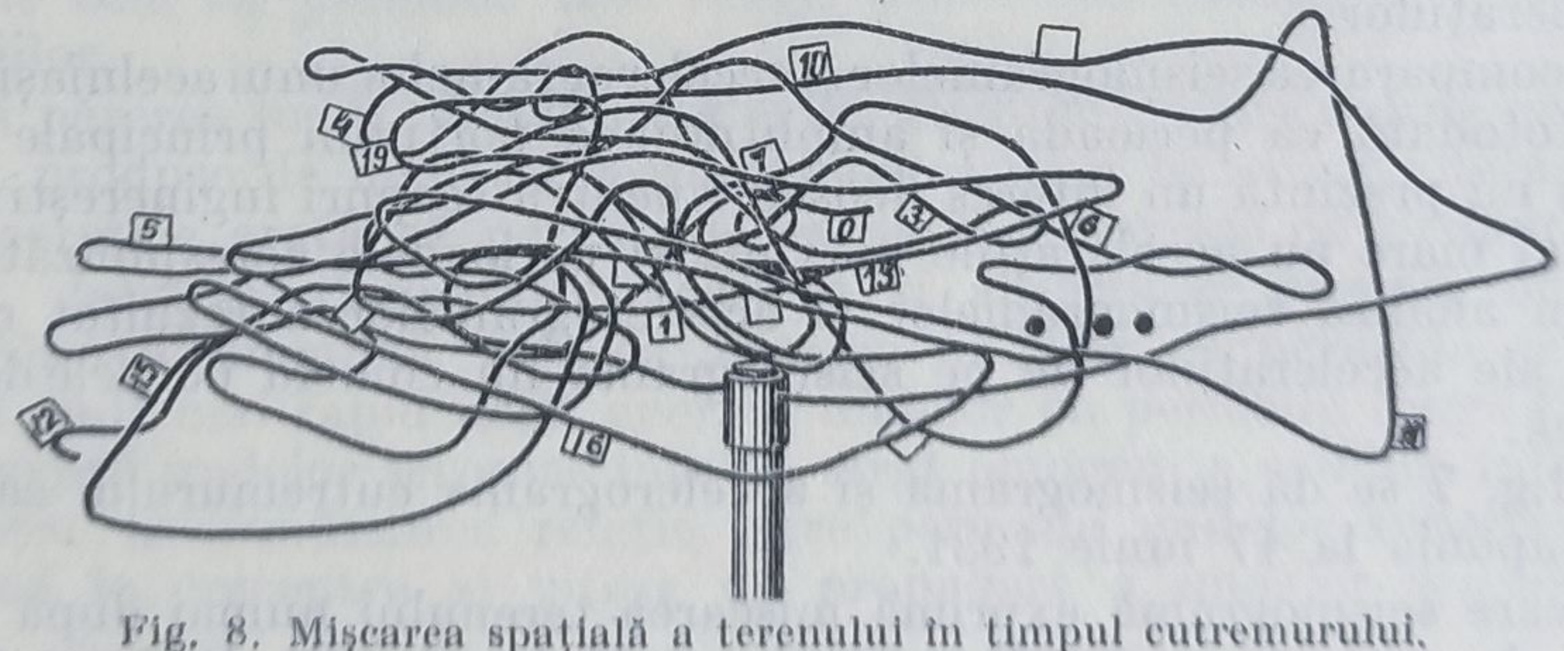


Fig. 8. Mişcarea spaţială a terenului în timpul cutremurului.

rare, împrejmuirile etc. Acceleraţia calculată în cazul cutremurului de la Fukui, de la 28 iunie 1948, a fost de 0,6 *g*, în cazul cutremurului de la Messina, 0,2 *g* etc., însă valorile acceleraţiilor obţinute în acest mod nu sînt îndeajuns de precise pentru a putea fi utilizate la calculul construcţiilor.

Conform observaţiilor şi înregistrărilor făcute, amplitudinile maxime ale oscilaţiilor*) în straturile superficiale ale terenului stîncos, compact au fost de ordinul a 6 mm, în cazul terenului coeziv uscat, pînă la 25 mm, iar în cazul celui mîlos, afînat şi de umplutură, pînă la 100 mm.

După cum au arătat cercetările efectuate de F. Omori, S. Sekiya [54 a], K. Su-

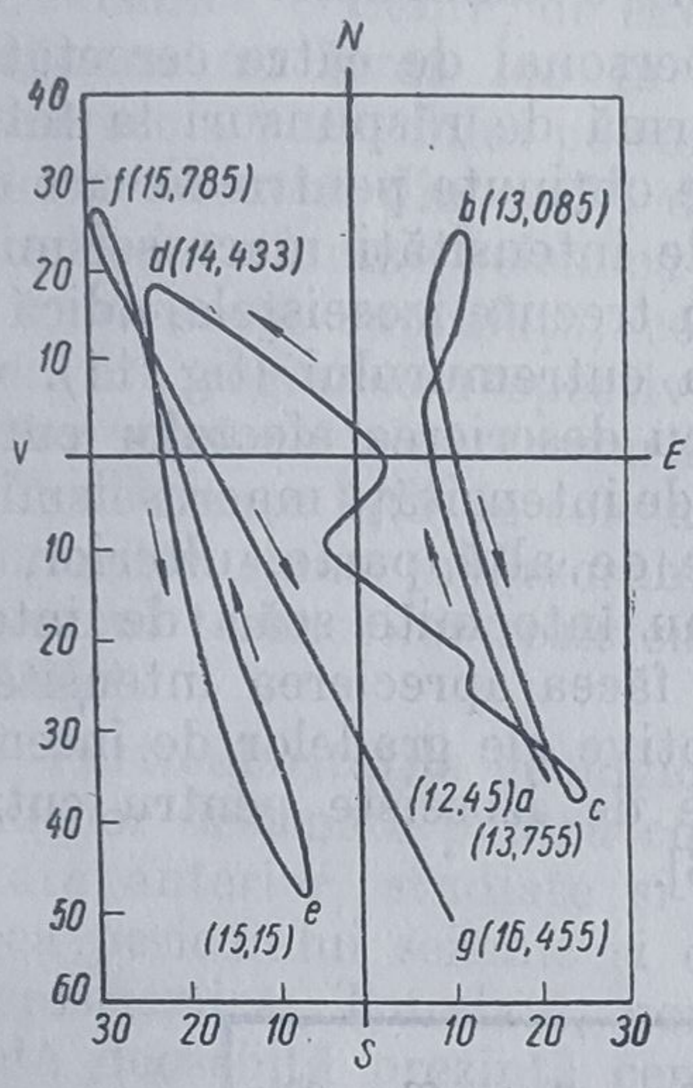


Fig. 9. Mişcarea orizontală a terenului în timpul cutremurului din Tokio, de la 1 septembrie 1923.

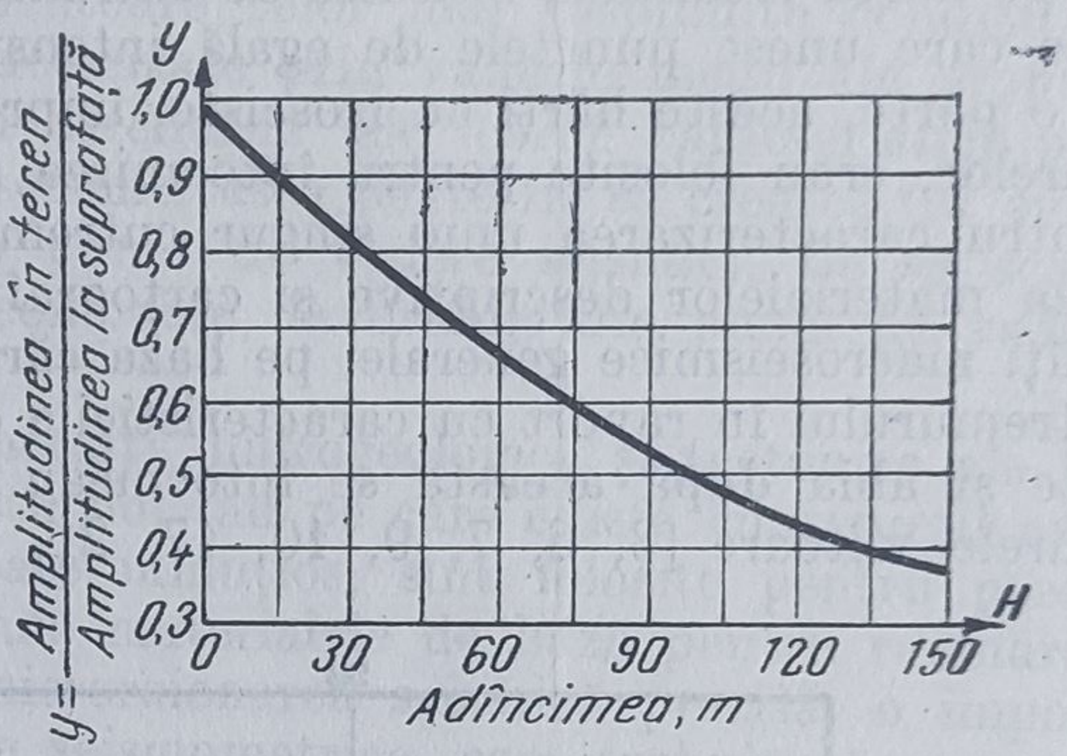


Fig. 10. Influenţa adîncimii la care se află particula asupra valorii amplitudinii.

yehiro şi N. Nazu [31, 63], amplitudinea deplasărilor particulei de teren scade mult cu adîncimea, fenomen care poate fi exprimat prin relaţia:

$$y = e^{k/T_t}, \qquad (2)$$

în care:

y este raportul dintre amplitudinile la suprafaţă şi la adîncime;
e — baza logaritmilor naturali, $e = 2{,}71828$;
k — o constantă, proporţională cu adîncimea la care se află particula de teren;
T_t — perioada oscilaţiilor terenului de fundaţie produse de cutremur.

Această lege de variaţie este reprezentată grafic pe diagrama din fig. 10.

Cercetările seismostatice şi seismometrice

După fiecare cutremur distrugător efectele acestuia se studiază pe baza datelor instrumentale (seismometrice) şi neinstrumentale (seismostatice). Analiza seismosmetrică a cutremurelor a căpătat o dezvoltare deosebită în decursul ultimilor două-trei decenii. Înainte de aceasta, metoda principală folosită pentru analizarea efctelor cutremurelor o constituia cercetarea

*) Din datele cuprinse în literatură uneori este neclar dacă textul se referă la dublul amplitudinii sau la amplitudine.

neinstrumentală a terenului, care consta din stabilirea caracteristicilor modificărilor suferite de straturile superioare ale solului (apariția fisurilor, lunecărilor, surpărilor etc.), a degradărilor și avariilor diferitelor tipuri de construcții, în diferite locuri, comportării oamenilor, a animalelor etc.

Aceste date erau stabilite la fața locului, personal de către cercetători sau erau obținute de la populația locală sub formă de răspunsuri la întrebările cuprinse în fișe speciale de anchetă. Datele obținute pentru fiecare cutremur în parte erau clasate după gradele scării de intensități macroseismice, iar pe harta localității bîntuite de cutremur erau trecute izoseistele, adică liniile care unesc punctele de egală intensitate a cutremurului (fig. 11). Pe de o parte, aceste hărți cu izoseiste, împreună cu descrierea efectelor cutremurelor, erau folosite pentru întocmirea scării de intensități macroseismice, pentru caracterizarea unui singur cutremur. Pe de altă parte, ulterior, pe baza materialelor descriptive și cartografice erau întocmite scări de intensități macroseismice generale, pe baza cărora se făcea aprecierea intensității cutremurului în raport cu caracteristicile descriptive ale gradelor de intensitate și abia după aceasta se întocmeau hărțile de izoseiste pentru cutremurele viitoare [3, 6, 7, 9, 10, 17, 21, 25, 28].

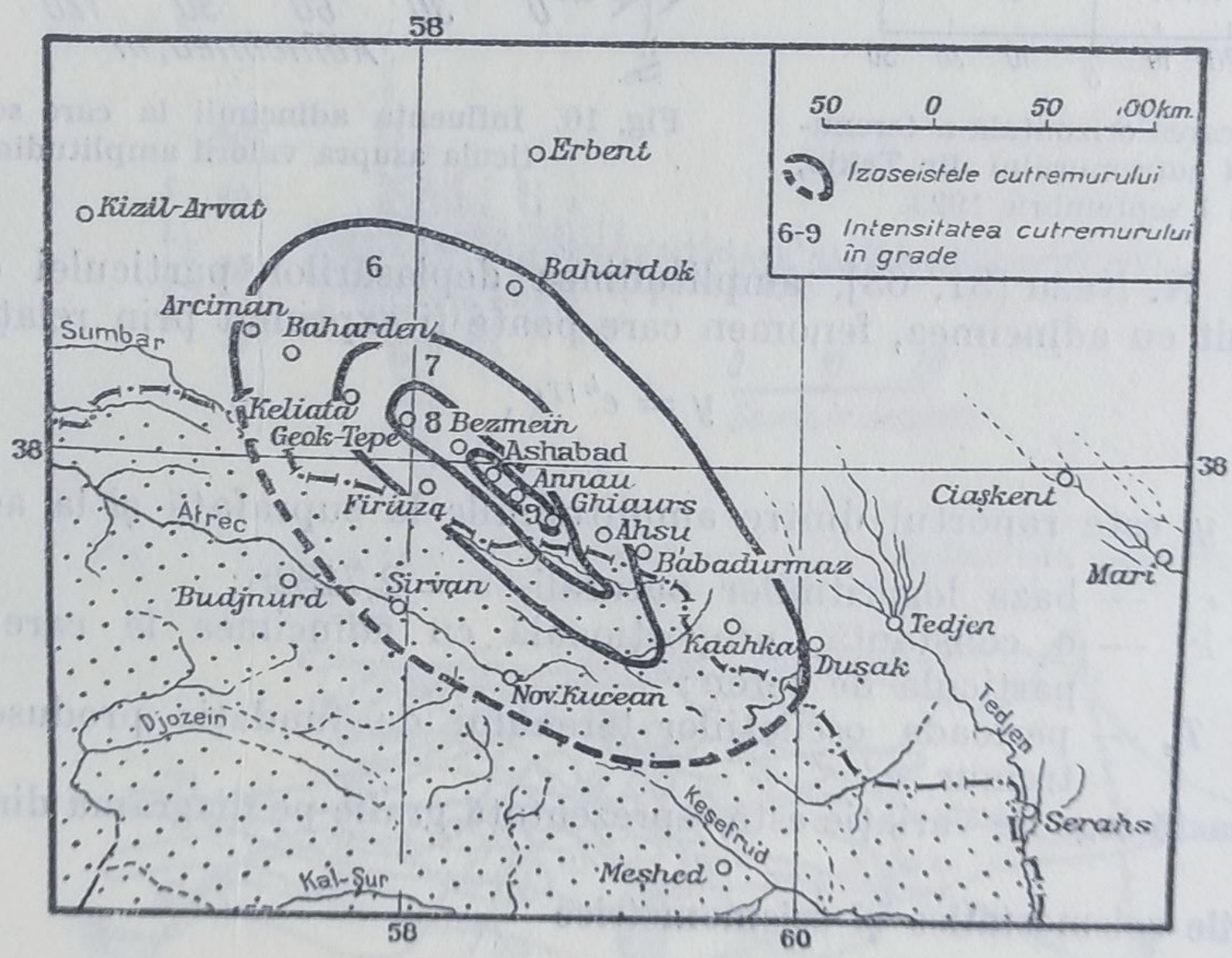


Fig. 11. Harta izoseistelor cutremurului din Aşhabad de la 6 octombrie 1948.

Aceste date seismostatice, acumulate într-un interval de timp îndelungat, au stat la baza primei raionări seismice, prealabile, a teritoriilor bîntuite de cutremure. Ulterior, pe aceste hărți cu izoseiste, pentru fiecare regiune în care se produceau cutremure, au fost introduse corecții rezultate din datele privitoare la structura geologică și geotectonică.

În ultimul timp, corecțiile se introduc și pe baza repartițiilor epicentrelor cutremurelor intense și slabe, determinate pe cale instrumentală. Într-o primă aproximație, aceste date permit precizarea teritoriilor cu caracteristici seismice comune, de exemplu frecvența cutremurelor de diferite intensități, care au avut loc în trecut. Pentru aprecierea din punct de vedere ingineresc a pericolului pe care îl prezintă viitoarele fenomene seismice pentru noile construcții din astfel de regiuni, evident, aceste date sînt insuficiente. Hărțile de raionare seismică conțin izoseistele așa-numitei seismicități medii pe o anumită suprafață, corespunzătoare celor mai răspîndite condiții de teren din regiunea respectivă, caracterizate prin valorile medii ale proprietăților elastice ale terenurilor. În terenurile ale căror caracteristici prezintă diferențe față de cele medii, seismicitatea poate fie să crească (în cazul terenurilor slabe, nefavorabile din punct de vedere seismic), fie să scadă (în cazul terenurilor rezistente și compacte, favorabile din punct de vedere seismic).

Particularitățile geologice-inginerești, hidrogeologice și tectonice ale terenurilor destinate pentru construcții noi sau pe care există construcții executate anterior, studiate și cercetate minuțios, sînt folosite pentru precizarea pericolului seismic și constituie materialele de bază pentru raionarea microseismică. Totodată, pentru microraionarea seismică precisă, o importanță deosebită prezintă cercetările seismometrice, care trebuie să caracterizeze gradul pericolului seismic pentru construcțiile care se execută în regiunea respectivă.

Cercetarea seismometrică are ca obiect să stabilească particularitățile distribuției focarelor cutremurelor intense și slabe în raport cu caracteristicile geologice și geotectonice, să stabilească parametrii oscilațiilor proprii ale terenurilor, care predomină în timpul cutremurelor și caracterizează intensitatea posibilă a acțiunii oscilațiilor terenurilor asupra oscilațiilor construcțiilor. În prezent, problema influenței caracteristicilor terenurilor de fundație ale construcțiilor asupra comportării acestora sub acțiunea cutremurelor și asupra intensității solicitărilor seismice, se cercetează intens în toate țările cu regiuni seismice [20 a, 47, 48, 49].

Scara de intensități seismice

Pentru aprecierea intensității cutremurului, se folosește scara de intensități seismice. Într-o astfel de scară, în ordinea crescătoare a gradelor de intensitate, se descriu fenomenele produse de cutremure, și anume: deplasările diferitelor obiecte, avariile sau distrugerile clădirilor de zidărie și de lemn, deformațiile remanente și deplasările în straturile superficiale ale scoarței terestre, comportarea oamenilor și a animalelor. În ultimii 200 de ani au fost întocmite peste 50 de astfel de scări [3, 9]. Primele scări de intensități seismice au fost întocmite numai pentru efectele unor anumite cutremure și aveau un caracter pronunțat particular. Ulterior, unii oameni de știință au sintetizat efectele unui număr de cutremure și pe baza lor au elaborat scări generale de intensități seismice. În prezent, pentru aprecierea intensității cutremurelor se folosește scara denumită scara Mercalli-Cancani-

Sieberg. O variantă îmbunătăţită a acestei scări, elaborată de Wood şi Neuman în anul 1931, este folosită în prezent pe scară largă în numeroase ţări [33].

Scara de intensităţi seismice Mercalli modificată, 1931 *)

Gradul 1. Cutremurul nu este perceput decît de un număr foarte mic de persoane, care se află în condiţii deosebit de favorabile de percepţie.

Gradul 2. Cutremurul este perceput de un număr redus de persoane, în special de cele care se află la etajele superioare ale clădirilor. Obiectele suspendate pot să oscileze.

Gradul 3. Cutremurul este perceput foarte bine în interiorul încăperilor, în special la etajele superioare ale clădirilor, însă majoritatea oamenilor nu-l percep ca atare. Autovehiculele parcate pot să oscileze uşor. Vibraţiile sînt asemănătoare cu cele produse de trecerea unui autocamion. Durata fenomenului poate fi apreciată.

Gradul 4. Cutremurul este resimţit ziua de numeroase persoane în interiorul încăperilor, şi de puţine persoane în afara clădirilor. În timpul nopţii unele persoane se trezesc. Vasele, ferestrele, uşile se mişcă; se aud pîrîituri în pereţi. Senzaţia este aceea că un autocamion greu a lovit clădirea. Autovehiculele parcate oscilează sensibil.

Gradul 5. Cutremurul este resimţit aproape de toţi; numeroase persoane se trezesc. Vasele, ferestrele etc. se sparg; uneori se produc fisuri în tencuială; obiectele care nu au stabilitate se răstoarnă. Copacii, stîlpii şi alte obiecte înalte uneori capătă mişcări vizibile. Ceasurile cu pendul se pot opri.

Gradul 6. Cutremurul este resimţit de toată lumea; numeroşi oameni se refugiază speriaţi, afară. Mobila grea se deplasează, uneori cade tencuiala sau coşurile de fum ale sobelor suferă degradări. Degradările sînt neînsemnate.

Gradul 7. Toată lumea se refugiază afară. Degradări neînsemnate în clădiri bine proiectate şi executate. Degradări slabe pînă la mijlocii la clădirile obişnuite, bine executate; degradări considerabile la construcţiile prost executate şi proiectate; unele coşuri de fum de la sobe se prăbuşesc. Cutremurul este resimţit de conducătorii autovehiculelor.

Gradul 8. Degradări nu prea mari la construcţii proiectate pentru regiuni seismice; degradări considerabile la clădirile obişnuite, rezistente, cu prăbuşiri parţiale; degradări mari la construcţiile executate necorespunzător. Zidăria de umplutură a pereţilor de la construcţiile pe schelet cade. Se prăbuşesc coşurile de fum de la sobe, coşurile de fum industriale, stîlpii, monumentele, pereţii. Mobilierul greu se răstoarnă. Erupţii, în cantităţi nu prea mari, de nisip şi mîl. Se modifică nivelul apei din puţuri. Autovehiculele parcate se pun în mişcare.

Gradul 9. Degradări considerabile la construcţii proiectate special pentru regiuni seismice; construcţiile pe schelet bine proiectate se înclină (se deplasează faţă de poziţia verticală); degradări mari la clădiri rezistente, cu prăbuşiri parţiale. Clădirile se deplasează pe fundaţii. Se produc crăpături mari în teren. Conductele subterane se rup.

Gradul 10. Unele construcţii de lemn bine executate se prăbuşesc; cea mai mare parte dintre construcţiile de zidărie şi pe schelet se prăbuşesc pînă la nivelul fundaţiilor; se produc numeroase crăpături în pămînt. Şinele de cale ferată se deformează. Se produc lunecări importante pe malurile rîurilor şi pe pantele mari. Erupţii de nisip şi mîl. Apele se revarsă.

Gradul 11. Puţine, sau cîte o singură construcţie de zidărie rămîn în picioare. Podurile se rup. Se produc crăpături largi în teren. Conductele subterane sînt scoase complet din funcţiune. Se produc prăbuşiri în pămînt şi lunecări în straturi afînate. Şinele de cale ferată suferă deformaţii mari.

Gradul 12. Distrugerea totală. Undele se observă pe suprafaţa solului. Perspectiva este deformată. Obiectele sînt aruncate în sus, în aer.

În U.R.S.S., în locul scării Mercalli-Cancani-Sieberg adoptate anterior, în anul 1953, în GOST 6249-52, s-a introdus partea descriptivă de la gradul 6 pînă la gradul 9 a scării Institutului geofizic al Academiei de Ştiinţe a U.R.S.S., elaborată de S. V. Medvedev [17, 21].

---

*) Vezi Buletinul Societăţii americane de seismologie, vol. 27, nr. 4, decembrie 1931, în care se dau detalii asupra acestei scări.

Scara de intensităţi seismice GeofiAN

Pentru stabilirea intensităţii avariilor şi distrugerilor produse de cutremure la clădirile executate fără măsuri antiseismice corespunzătoare, se introduc următoarele clasificări:

1. Pe grupe de clădiri. Grupa A — clădiri cu un singur nivel, cu pereţi din cărămidă neregulată, chirpici etc.; grupa B — clădiri din zidărie de cărămidă şi de piatră; grupa C — case de lemn.

2. După intensitatea degradărilor. Degradări uşoare — fisuri fine în tencuială şi la sobe, căderea stratului de spoială; degradări considerabile — fisuri în tencuială, desprinderea bucăţilor de tencuială, fisuri fine în pereţi, fisuri în pereţii despărţitori, degradarea coşurilor de fum, a sobelor; avarii — fisuri mari în pereţi, dislocarea zidăriei, prăbuşirea anumitor porţiuni de pereţi, căderea cornişelor şi parapetelor, căderea tencuielii, prăbuşirea coşurilor de fum; prăbuşiri — prăbuşirea pereţilor, planşeelor şi învelitorii, a întregii clădiri sau a unor porţiuni mari ale acesteia şi deformaţii mari la pereţi.

3. După numărul clădirilor. Majoritatea; numeroase; clădiri şi alte construcţii izolate.

Intensitatea degradărilor

Gradul 1, 2, 3, 4. Nu se produc degradări.

Gradul 5. Pardoselile şi pereţii depărţitori produc un scîrţîit uşor Geamurile produc zgomot. Stratul de spoială se cojeşte. Uşile şi ferestrele deschise se mişcă. La clădiri izolate, degradări uşoare.

Gradul 6. La numeroase clădiri se produc degradări uşoare. La clădiri izolate din grupele A şi B se produc degradări considerabile. Rareori, atunci cînd pămîntul este umed, apar crăpături transversale înguste la drumuri.

Gradul 7. La majoritatea clădirilor din grupa A se produc degradări considerabile, iar la unele din aceste clădiri se produc prăbuşiri. La majoritatea clădirilor din grupa B au loc degradări uşoare, iar la multe dintre ele se produc degradări considerabile. La numeroase clădiri din grupa C se produc degradări uşoare, iar unele dintre ele suferă degradări considerabile. Pe taluzurile cu pantă mare ale drumurilor, uneori, se produc lunecări; în unele cazuri, drumurile capătă fisuri transversale. În cazuri izolate, se produc degradări la îmbinările conductelor. Împrejmuirile de zidărie suferă stricăciuni.

Gradul 8. La numeroase clădiri din grupa A se produc prăbuşiri, iar la clădiri izolate, surpări. La majoritatea clădirilor din grupa B se produc degradări considerabile, iar la clădiri izolate, prăbuşiri. La majoritatea clădirilor din grupa C au loc degradări uşoare, iar la multe dintre ele, degradări importante. Se produc lunecări nu prea mari la taluzurile cu pantă mare ale săptăturilor şi umpluturilor drumurilor. Se produc cazuri izolate de rupere a îmbinărilor la conducte. Monumentele şi statuile se deplasează sau se răstoarnă. Împrejmuirile de zidărie se prăbuşesc.

Gradul 9. La numeroase clădiri din grupa A se produc prăbuşiri. La numeroase clădiri din grupa B se produc ruperi, iar la unele din aceste clădiri au loc prăbuşiri.

La numeroase clădiri din grupa C se produc degradări considerabile, iar la unele dintre ele se produc ruperi. În cazuri izolate se produce degradarea terasamentelor drumurilor. În unele cazuri şinele de cale ferată se deformează. Se observă un mare număr de fisuri la drumuri. Se observă numeroase ruperi şi degradări la conducte. Monumentele şi statuile se răstoarnă. Cea mai mare parte a coşurilor de fum şi a turnurilor se prăbuşesc.

Gradul 10. La numeroase clădiri din grupa B se produc prăbuşiri. La numeroase clădiri din grupa C se produc avarii, iar la unele dintre ele se produc prăbuşiri. Umpluturile de pămînt şi digurile suferă degradări importante. Şinele de cale ferată capătă deformaţii locale. Reţelele de conducte se rup. Drumurile capătă numeroase fisuri şi deformaţii; coşurile de fum, turnurile, monumentele, împrejmuirile, se răstoarnă.

Gradul 11. Sînt avariate toate clădirile. Umpluturile de pămînt suferă avarii pe lungimi mari. Reţelele de conducte sînt scoase complet din funcţiune. Şinele de cale ferată se deformează pe toată lungimea lor.

Gradul 12. Toate clădirile şi construcţiile de alte tipuri sînt avariate.

Fenomenele remanente în teren şi modificarea regimului apelor subterane şi de suprafaţă

Gradul 1, 2, 3. Nu se produc modificări.

Gradul. 4. Uneori se produc fisuri în terenuri umede.

Gradul 5. Rareori se produc fisuri fine în terenuri umede. Se produc valuri nu prea mari în apele stătătoare. În cazuri izolate se modifică debitul izvoarelor.

Gradul 6. Terenurile umede capătă fisuri cu lăţimea pînă la 1 cm. În regiunile muntoase se observă cazuri izolate de lunecări şi de surpări de terenuri. Se produc modificări nu prea importante ale debitului izvoarelor şi ale nivelului apei din puţuri.

Gradul 7. Fisuri fine în terenuri uscate. În terenuri umede apar numeroase fisuri. Se observă cazuri izolate de lunecări pe malurile rîurilor şi ale fluviilor. În regiunile muntoase se produc lunecări nu prea mari şi surpări de terenuri. Sînt posibile prăbuşiri. Uneori, apele stătătoare şi curgătoare se tulbură. Se modifică debitul izvoarelor şi nivelul apelor subterane. Uneori apar izvoare noi de apă sau dispar cele existente.

Gradul 8. Fisurile din teren ajung la cîţiva centimetri. Se produc numeroase fisuri pe pantele munţilor şi în terenuri umede. Au loc surpări, lunecări şi prăbuşiri în munţi. Apele se tulbură. Apar ape noi. Apar surse de ape sau dispar cele existente. Adeseori se modifică debitul izvoarelor şi nivelul apei din puţuri.

Gradul 9. Fisurile din terenuri ajung la 10 cm lăţime iar cele de pe pante şi de pe malurile apelor curgătoare depăşesc 10 cm. În pămînt apare un mare număr de fisuri fine. Se produc prăbuşiri în munţi. Lunecările şi surpările de terenuri sînt frecvente. Erupţii nu prea mari de noroi. Apele capătă valuri mari. Adeseori apar izvoare noi de apă sau dispar cele existente.

Gradul 10. Fisurile din teren au lăţimea de cîţiva decimetri, ajungînd pe alocuri la 1 m. Prăbuşiri de stînci în regiunile muntoase şi pe litoralul mării. Se produc lunecări importante în pămînturi nisipoase şi argiloase. Apele curgătoare şi stătătoare fac valuri şi apa este aruncată pe mal. Se produc lacuri noi.

Gradul 11. Se produc numeroase fisuri pe suprafaţa solului. Straturile capătă deplasări verticale. Surpări şi lunecări importante. Din fisuri ies la suprafaţă depuneri afînate, saturate cu apă. Se modifică considerabil regimul izvoarelor şi al apelor stătătoare, precum şi nivelul apelor subterane.

Gradul 12. Relieful se modifică pe scară mare. Prăbuşiri şi lunecări uriaşe. Falii şi lunecări verticale şi orizontale importante. Modificări însemnate ale regimului apelor subterane şi de suprafaţă. Se produc cascade. Apar lacuri noi. Se modifică albiile rîurilor.

Alte semne

Gradul 1. Cutremurul nu este perceput. Oscilaţiile solului sînt înregistrate de aparate.

Gradul 2. Cutremurul este simţit numai de unele persoane, foarte sensibile, care se află în repaus complet.

Gradul 3. Observatorii atenţi, observă oscilaţiile foarte uşoare ale lămpilor suspendate, ale florilor din camere, perdelelor, uşilor deschise, autovehiculelor parcate. Oscilaţiile sînt remarcate de puţine persoane care se află în repaus în interiorul încăperilor.

Gradul 4. Obiectele suspendate şi autovehiculele parcate, capătă oscilaţii uşoare. Lichidele din vase capătă mişcări uşoare. Tacîmurile aşezate unele peste altele, neavînd prea multă stabilitate, produc un zgomot uşor. Cutremurul este perceput de majoritatea oamenilor care se află în interiorul clădirilor. Rareori produce trezirea oamenilor. Sub cerul liber cutremurul este resimţit numai de unele persoane.

Gradul 5. Obiectele suspendate oscilează vizibil. Rareori pendulele ceasurilor de perete se opresc. Uneori lichidele sînt aruncate afară din vasele pline. Tacîmurile care nu au stabilitate şi bibelourile de pe etajere, se răstoarnă. Cutremurul este resimţit de către toţi oamenii din interiorul clădirilor şi de majoritatea celor care se află sub cerul liber; toţi oamenii sînt treziţi din somn. Animalele sînt neliniştite.

Gradul 6. Obiectele suspendate oscilează. Uneori cărţile cad de pe rafturi, iar tablourile se deplasează. Numeroase ceasuri de perete cu pendulă se opresc. Mobilele uşoare se deplasează. Tacîmurile cad. Numeroşi oameni părăsesc în grabă încăperile. Oamenii nu au stabilitate în mers. Animalele fug din adăposturile lor.

Gradul 7. Lămpile suspendate oscilează puternic. Mobilele uşoare se deplasează. Cărţile, tacîmurile cad. Toţi oamenii părăsesc în grabă încăperile şi uneori sar pe fereastră. Deplasarea fără un reazem este dificilă.

Gradul 8. La o parte din lămpile suspendate se produc stricăciuni. Mobilele se deplasează şi în parte se răstoarnă. Obiectele uşoare sînt aruncate în sus şi se răstoarnă. Oamenii se menţin cu greutate pe picioare. Toţi oamenii părăsesc în grabă încăperile.

Gradul 9. Mobilele se răstoarnă şi se rup. Animalele prezintă o stare de agitaţie puternică.

Gradul 10. Numeroase obiecte de uz casnic suferă stricăciuni. Animalele aleargă în dezordine, urlă, rag etc. Ramurile şi trunchiurile copacilor bătrîni se rup.

Gradul 11. Bunurile oamenilor sînt distruse sub dărîmăturile clădirilor.

Gradul 12. Catastrofă mare. Datorită prăbuşirii clădirilor piere o mare parte a populaţiei. Vegetaţia şi animalele pier datorită prăbuşirilor şi surpărilor din regiunile muntoase, precum şi datorită revărsării apelor.

Spre deosebire de scările de intensităţi seismice precedente, în scara GeofiAN s-a introdus clasificarea pe grupe de clădiri, după intensitatea degradărilor şi după numărul clădirilor avariate şi prăbuşite. Deoarece partea descriptivă pentru fiecare grad de intensitate nu diferă în esenţă de aceea din alte scări de intensităţi seismice şi această scară, la rîndul ei, prezintă toate dezavantajele caracteristice unor astfel de scări [3, 21]. Dezavantajul cel mai important constă în faptul că descrierea degradărilor clădirilor şi a altor fenomene nu poate fi folosită direct în scopul obţinerii mărimilor de calcul necesare pentru determinarea încărcărilor seismice care se aplică la clădiri şi la alte tipuri de construcţii. Acceleraţiile oscilaţiilor solului, care se atribuie fiecărui grad, sau valorile deplasărilor maxime, care se înregistrează cu ajutorul dispozitivelor cu pendul pe hîrtie acoperită cu negru de fum în timpul cutremurelor, independent de locul unde au fost montate aceste dispozitive, de asemenea nu pot servi ca un criteriu sigur pentru stabilirea intensităţilor de calcul ale forţelor seismice produse în construcţii în timpul cutremurelor.

Aprecierea obiectivă a intensităţii efective a cutremurului se poate obţine pe baza datelor înregistrate în timpul cutremurelor puternice, pe seismografe sau accelerograme. În ultimul timp, K. Richter şi B. Gutemberg [11, 26, 28] au elaborat, pe baza unei analize minuţioase a amplitudinilor maxime din seismogramele unui mare număr de staţii seismografice, situate la diferite distanţe faţă de epicentru, o scară „absolută“ M*) care conţine indici ai intensităţii (forţei) cutremurului de la zero pînă la 8,5. Totodată, ei au stabilit relaţiile dintre forţa şocurilor, intensitate, energie şi acceleraţie. Această scară este folosită atît de autorii ei cît şi de numeroase staţii seismografice, pentru analizarea rezultatelor înregistrărilor făcute în timpul cutremurelor care se produc pe globul pămîntesc.

*) *N.T. M* reprezintă „magnitudinea“ cutremurului sau intensitatea acestuia, exprimată prin energia declanşată în focar.

Magnitudinea M, care definește intensitatea cutremurului, se calculează cu următoarea formulă :

$$M = \frac{10}{18} \lg \frac{E}{E_0} = \lg \frac{a}{T} - \lg \frac{a_0}{T_0}, \qquad (3)$$

în care : E este acea parte a energiei focarului care produce undele spațiale, respectiv undele superficiale;

E_0 — valoarea etalon a energiei, corespunzătoare cutremurului, care poate fi înregistrat pe seismogramă, cu amplitudinea de un micron la distanța de 100 km, cu ajutorul unui seismograf cu amplificarea statică de 2 800, cu perioada de 0,8 s și cu coeficientul de amortizare 0,8;

a — amplitudinea oscilațiilor orizontale în undele superficiale;

a_0 — idem, corespunzător valorii etalon a energiei;

T — perioada oscilațiilor terenului;

T_0 — idem, corespunzător valorii etalon a energiei.

Relația dintre valorile numerice obținute pentru M și gradele cutremurelor după scara Mercalli modificată, este arătată în tabela 7 [28].

Tabela 7

Relația dintre intensitatea cutremurului după scara de magnitudini M și gradele scării normale

Grupa după intensitatea cutremurului	Magnitudinea cutremurului M	Intensitatea cutremurului exprimată în grade după scara normală de intensități seismice, corespunzătoare diferitelor adîncimi H, în km, ale focarului cutremurului		
I	$8^1/_2 \geqslant M \geqslant 7^1/_2$	—	IX — X	VIII—IX
II	$7^1/_4 \geqslant M \geqslant 6^1/_2$	X — XI	VIII — IX	VII —VIII
III	$6^1/_4 \geqslant M \geqslant 5^1/_4$	VIII — IX	VII — VIII	V —VI
IV	$5 \geqslant M \geqslant 4^1/_4$	VII — VIII	V — VI	—
V	$4 \geqslant M \geqslant 3$	—	—	—

Majorarea lui M cu o unitate corespunde majorării cu 100 a energiei undelor seismice radiate de focar. Intensitatea cutremurelor celor mai puternice din lume nu depășește valoarea $M = 9$*). Intensitatea cutremurului pe suprafața pămîntului depinde de adîncimea focarului. Cu cît este mai mare adîncimea la care se află focarul, cu atît este mai slabă zguduirea din straturile superficiale. De aceea, în tabela 7 relația dintre M și gradele scării normale se dă pentru o anumită adîncime H a focarului. Eroarea posibilă corespunde unui grad din scara normală de intensități seismice și se datorește faptului că gradul de intensitate este definit nu numai de fluxul de energie al undelor seismice, ci și de structura geologică a terenului, de natura terenului, de particularitățile construcției etc.

Fără îndoială, scara M constituie un criteriu obiectiv de apreciere a intensității cutremurului, bazat pe date instrumentale și sub acest raport ea constituie un pas important față de toate celelalte scări de intensități precedente, cu toate că nu poate fi folosită direct pentru obținerea valorilor de calcul ale încărcărilor seismice. Totuși această scară prezintă avantajul

*) *N.T.* Magnitudinea marelui cutremur carpatic din 10 noiembrie 1940, a fost $M = 7{,}4$.

că permite să se determine, cu un anumit grad de precizie, pe care nu-l pot oferi alte scări, probabilitatea cutremurelor care eliberează o aceeași cantitate de energie în anumite regiuni seismice. Astfel, de exemplu, pentru California (pe o suprafață de 240 000 km²) a fost întocmit un tabel de probabilitate a cutremurelor de diferite magnitudini M la anumite intervale de timp [44].

Tabela 8

Numărul probabil al cutremurelor

Magnitudinea M a cutremurului	La perioade, în ani			
	25	50	100	200
6	25	50	99	198
6,2	18	36	73	146
6,4	13	26	53	106
6,6	9,3	19	37	74
6,8	6,4	13	26	51
7	4,3	8,6	17	34
7,2	2,6	5,2	10	21
7,4	1,7	3,4	6,7	13
7,6	0,97	1,9	3,9	7,8
7,8	0,51	1	2,0	4,1
8	0,28	0,56	1,1	2,2
8,2	0,13	0,26	0,51	1
8,4	0.04	0,08	0,17	0,34

Din tabela 8 rezultă că un cutremur de intensitatea $M = 8{,}2$, deci cu aceeași intensitate ca acela de la San Francisco din 18 aprilie 1906, se poate produce o dată la 200 ani. În schimb, un cutremur cu intensitatea $M = 6{,}7$, deci cu aceeași intensitate ca acela de la El Centro din 18 mai 1940 se poate repeta de 63 ori în 200 ani, iar cutremurul de intensitatea $M = 6{,}25$ (10 martie 1933, Long Beach) se poate produce de 138 ori în 200 ani. Aceste date au o importanță deosebită pentru raionarea seismică și pentru determinarea probabilității cutremurelor de o anumită intensitate.

Aprecierea intensității cutremurului cu aplicarea directă a acesteia la determinarea încărcărilor seismice de calcul se poate realiza cu ajutorul metodei caracteristicilor spectrale ale acțiunii cutremurului asupra construcției (v. cap. II).

3. REGIUNILE SEISMICE

În fiecare an pe globul pămîntesc se produc, probabil, cîteva sute de mii de cutremure. Ele sînt localizate în zonele mișcărilor tectonice active, actuale. Aceste zone, denumite seismice, împart întreaga suprafață a globului pămîntesc în blocuri continentale. La periferia acestora se produc deplasări, dar interiorul se află într-un repaus relativ. Unul dintre aceste blocuri inactive este de exemplu bazinul Oceanului Pacific. Celelalte blocuri mai mari au un caracter continental. Limitele precise ale acestor blocuri nu pot fi determinate întotdeauna. Pe baza datelor statistice și instrumentale, a fost stabilită distribuția geografică a zonelor seismice pe globul pămîntesc,

arătată pe harta din fig. 12. Aceste zone sau centuri sînt în număr de trei, şi anume :

1) zona Oceanului Pacific, cu numeroase ramificaţii;
2) zona mediteraneană sau zona transasiatică;
3) zona arctică.

Pe lîngă aceste zone, mai există, în diferite părţi ale globului pămîntesc, zone seismice mai puţin active şi nelegate aparent de zonele seismice principale.

În cuprinsul zonei Oceanului Pacific se produc cel puţin 60% din numărul total al cutremurelor a căror energie este egală cu circa 80% din întreaga energie seismică eliberată pe globul pămîntesc. Această zonă începe în insulele Kurile, cuprinde sud-estul peninsulei Kamciatka şi insulele Comandore. Apoi, trece prin insulele Aleutine în emisfera occidentală, se întinde peste Alaska urmărind litoralul Oceanului Pacific din America de Nord şi ajunge în Mexic. Aici se ramifică bucla seismică a Caraibilor, care trece peste insulele Antile şi peste litoralul de sud al Mării Caraibilor. Această buclă se continuă în lungul Anzilor, ajunge la extremitatea de sud a Americii formînd bucla Antilelor de sud, care cuprinde insulele Falkland şi Noua Georgie.

De cealaltă parte a Oceanului Pacific, această zonă se întinde de la insulele Kurile, străbate Japonia şi cuprinde litoralul de est al Asiei, ramificîndu-se spre vest şi spre est. Ramura vestică trece prin insulele Riu-Kiu, apoi prin insula Taiwan şi insulele Filipine. Ramura estică merge direct spre sud, peste insulele Mariane.

Ramura vestică se întinde peste insulele Filipine şi Malaeze, ocoleşte Marea lui Bond, se întoarce spre insulele Sonde şi se opreşte în dreptul insulelor Andamane, unindu-se prin epicentrele Birmaniei cu zona seismică a Mării Mediterane.

Ramura estică trece prin Guam şi partea de vest a insulelor Caroline, străbate insulele Samoa şi Tonga, Noua Zeelandă şi la sudul acesteia, în dreptul insulelor Macquarie, formează o buclă îndreptîndu-se spre est şi mergînd pînă la extremitatea de sud a Americii, închizînd astfel inelul zonei seismice a Oceanului Pacific.

Diferitele porţiuni ale acestei zone se caracterizează prin cutremure cu frecvenţe şi intensităţi diferite în raport cu particularităţile tectonice ale teritoriilor respective. Cutremurele cele mai frecvente şi mai intense se produc în Insulele Kurile şi Aleutine. În regiunea peninsulei Alaska ele slăbesc întrucîtva, micşorîndu-şi intensitatea în spre California, unde aceasta creşte din nou, menţinîndu-se astfel pînă la litoralul Mexicului. Apoi intensitatea cutremurelor slăbeşte din nou în America Centrală şi creşte în partea de nord şi de sud a Americii de Sud. Seismicitatea este cu totul neglijabilă în porţiunea care închide centura seismică între America de Sud şi Noua Zeelandă, creşte în aceasta din urmă, slăbeşte înspre nord şi apoi creşte din nou pînă la maximum în Japonia.

Zona seismică mediteraneană sau transasiatică se întinde din estul Asiei sub forma unei fîşii largi, care se îngustează în spre Pamir şi se lărgeşte apoi din nou în Iran, cuprinzînd bazinul Mării Negre şi al Mării Mediterane, după care pătrunde în Oceanul Atlantic, în dreptul Insulelor Azore. Unghiul pe care îl face această zonă cu zona Oceanului Pacific este de aproximativ 67°.

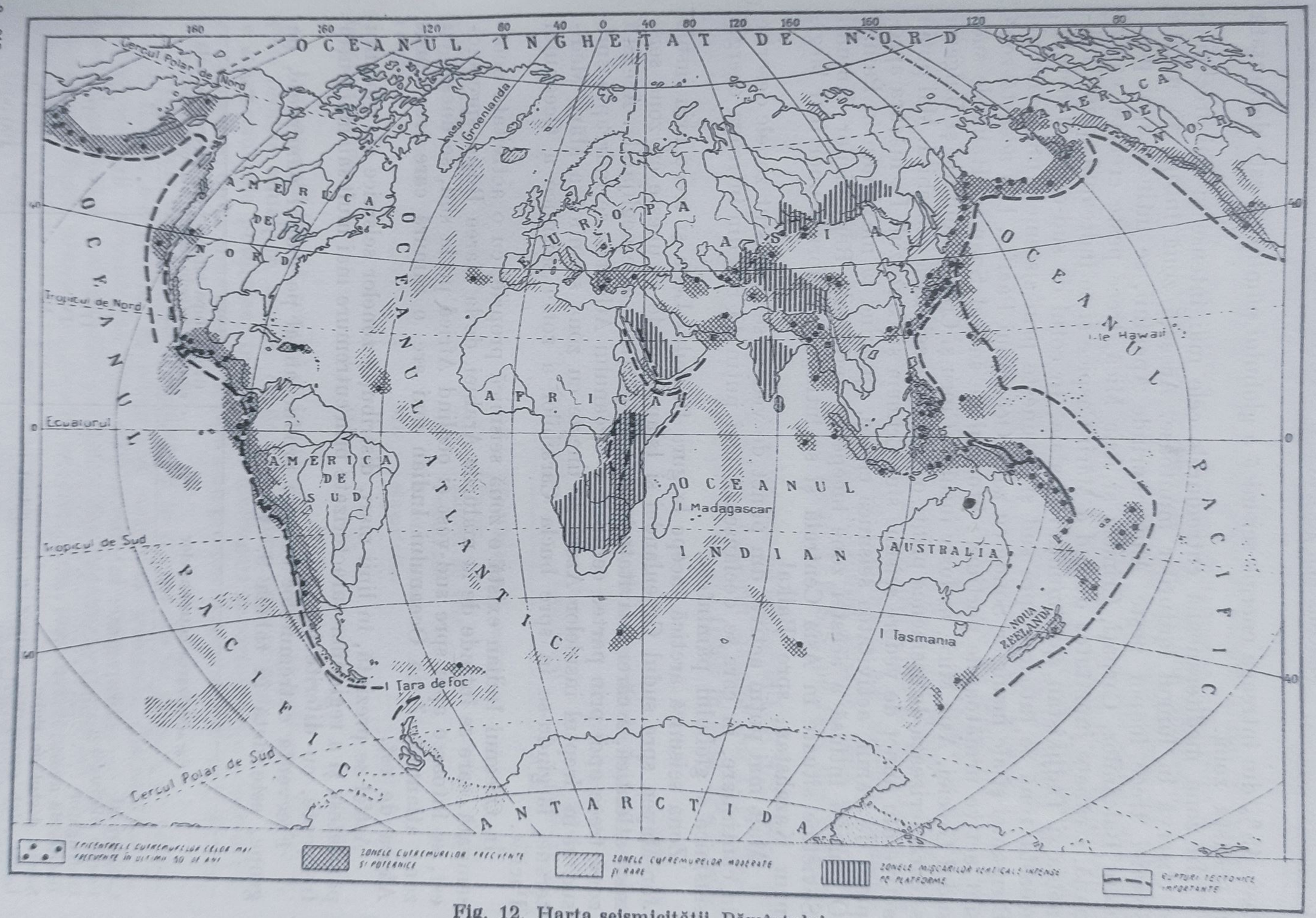


Fig. 12. Harta seismicității Pământului.

Peste 15% din întreaga energie seismică a globului pămîntesc este declanșată în această zonă.

În zona mediteraneană cutremurele cele mai intense și mai frecvente se observă în lungul lanțurilor muntoase. Această zonă începe în munții Spaniei, trece înapoi peste Alpi, cuprinde Apeninii, se întinde apoi peste sudul Balcanilor, Carpați, Crimeia și Asia Mică, trece peste creasta caucaziană, străbate jumătatea de sud a Mării Caspice și se îndreaptă, prin Turkmenia și Tadjikistan, spre munții Himalaia. În cotul de sud-est al Tibetului, această zonă se întoarce spre sud și se unește prin sistemele muntoase ale Birmaniei și ale insulelor Sonde cu zona Oceanului Pacific. Din această zonă sînt active următoarele porțiuni : litoralul de sud al Spaniei, Italia de sud, sudul Greciei, Asia Mică, inclusiv insulele Cipru și Creta. Romînia și Bulgaria se caracterizează de asemenea printr-o activitate seismică deosebită. Mai puțin active din punct de vedere seismic sînt Crimeia și Caucazul. Pe măsura apropierii de Pamir, activitatea seismică crește, ajungînd la maximum în Pamir. O ramură întinsă a acestei zone începe pe teritoriile Republicilor Uniunii Sovietice situate în Asia Centrală și se întinde sub forma unei fîșii largi, prin Kazahstan, spre Baikal.

Mult mai puțin active, din punct de vedere seismic, sînt zonele descrise în continuare, în care se declanșează mai puțin de 5% din întreaga energie seismică a globului pămîntesc.

Zona seismică arctică începe la gura fluviului Lena și trece prin insula Jan-Mayen spre sudul Groenlandei și Islandei unde se unește cu zona seismică atlantică, a cărei activitate în această porțiune este neglijabilă. Această zonă trece apoi prin partea centrală a Oceanului Atlantic, se îndreaptă spre sud și în dreptul insulelor Azore se unește cu zona seismică a Mării Mediterane, lărgindu-se în spre bucla Caraibilor a zonei seismice a Oceanului Pacific.

În Oceanul Indian există o zonă seismică proprie, cu o activitate neînsemnată, care se întinde de la malurile Arabiei, de la Marea Roșie, spre sud-est, se întoarce apoi spre sud-vest și ocolind Africa pe la sud, se unește cu zona atlantică. Zona Oceanului Indian mai are o ramură care trece prin Africa de est.

Astfel se prezintă, în linii mari, distribuția zonelor seismice ale globului pămîntesc și a regiunilor caracterizate prin cutremure mai mult sau mai puțin frecvente, cu diferite intensități.

Frecvența cutremurelor care se produc anual pe globul pămîntesc, pe grupe, este dată în tabela 9.

Tabela 9

Caracterizarea cutremurelor	Grupa după intensitatea cutremurului	Frecvența anuală a cutremurelor
Catastrofal	I	1
Foarte distrugător	II	10
Distrugător	III	100
Însoțit de avarii	IV	1 000
Șocuri destul de slabe	V	10 000
Local, slab perceptibil, putînd fi înregistrat numai cu ajutorul aparatelor	—	100 000

Din tabela 9 rezultă că pe globul pămîntesc se produc anual cel puțin 110 cutremure puternice, care provoacă adeseori distrugerea clădirilor și a altor tipuri de construcții și un număr însemnat de victime omenești.

O mare parte a teritoriului U.R.S.S. se prezintă sub formă de cîmpie, în limitele căreia fenomenele seismice sînt extrem de rare și slabe. Așa este partea europeană a U.R.S.S., cu excepția Crimeii, Caucazului, Moldovei și a regiunii transcarpatice, precum și întreaga depresiune siberiană. Aici cutremurele, chiar în cazuri excepționale, nu ajung nici la gradul 6. Practic, aceste regiuni nu prezintă pericol din punct de vedere seismic.

Regiunile active din punct de vedere seismic, de pe teritoriul U.R.S.S. sînt regiunile muntoase în care continuă procesele de formare a munților. Aceste procese sînt condiționate de mișcările tectonice ale scoarței terestre, care se manifestă foarte activ prin cutremure frecvente și intense. Toate aceste regiuni sînt părți componente sau ramificații ale zonelor seismice principale ale globului pămîntesc : zona Oceanului Pacific, zona mediteraneană și zona arctică. În fig. 13 se dă harta U.R.S.S. pe care sînt indicate regiunile seismice.

Numărul total al cutremurelor resimțite pe teritoriul U.R.S.S. trece de 6 000. Numărul cutremurelor înregistrate, conform datelor lui G.P. Gorșkov [7], în diferite regiuni, în decurs de 50 de ani (pînă în anul 1948), este indicat în tabela 10.

Tabela 10

Numărul cutremurelor înregistrate în U.R.S.S. în decurs de 50 ani, în diferite regiuni seismice

Regiunea (Localitatea)	Numărul cutremurelor	Regiunea (Localitatea)	Numărul cutremurelor
Crimeia	55	Tadjikistanul central	345
Caucaz	150	Pamir	126
Transcaucazia	1 050	Siberia de vest	170
Turkmenia	105	Pribaikalie	315
Tian-Șan de nord	395	Siberia de est	75
Fergana	328	Kamciatka	351
Țian-Șan de sud	284	Total	3 749

Din această tabelă rezultă că în perioada amintită, pe teritoriul U.R.S.S. s-au produs anual, în medie, 75 de cutremure perceptibile.

Cutremurele puternice, însoțite de distrugeri importante ale construcțiilor și adeseori de victime omenești, care s-au produs în secolul XX în U.R.S.S., sînt indicate în tabela 11.

Din datele de mai înainte rezultă că în decurs de 50 de ani, pe teritoriul U.R.S.S. s-a produs, în medie, un cutremur puternic, distrugător, la fiecare trei ani. Această frecvență este întrutotul comparabilă cu periodicitatea cunoscută a cutremurelor puternice din Japonia și California (S.U.A.), aceste țări fiind situate în zonele seismice cele mai active ale globului pămîntesc.

În cele ce urmează se dă o caracterizare succintă a regiunilor seismice ale U.R.S.S. [6, 7, 10, 15, 18, 19, 20, 23, 24, 25, 28, 29, 30, 32].

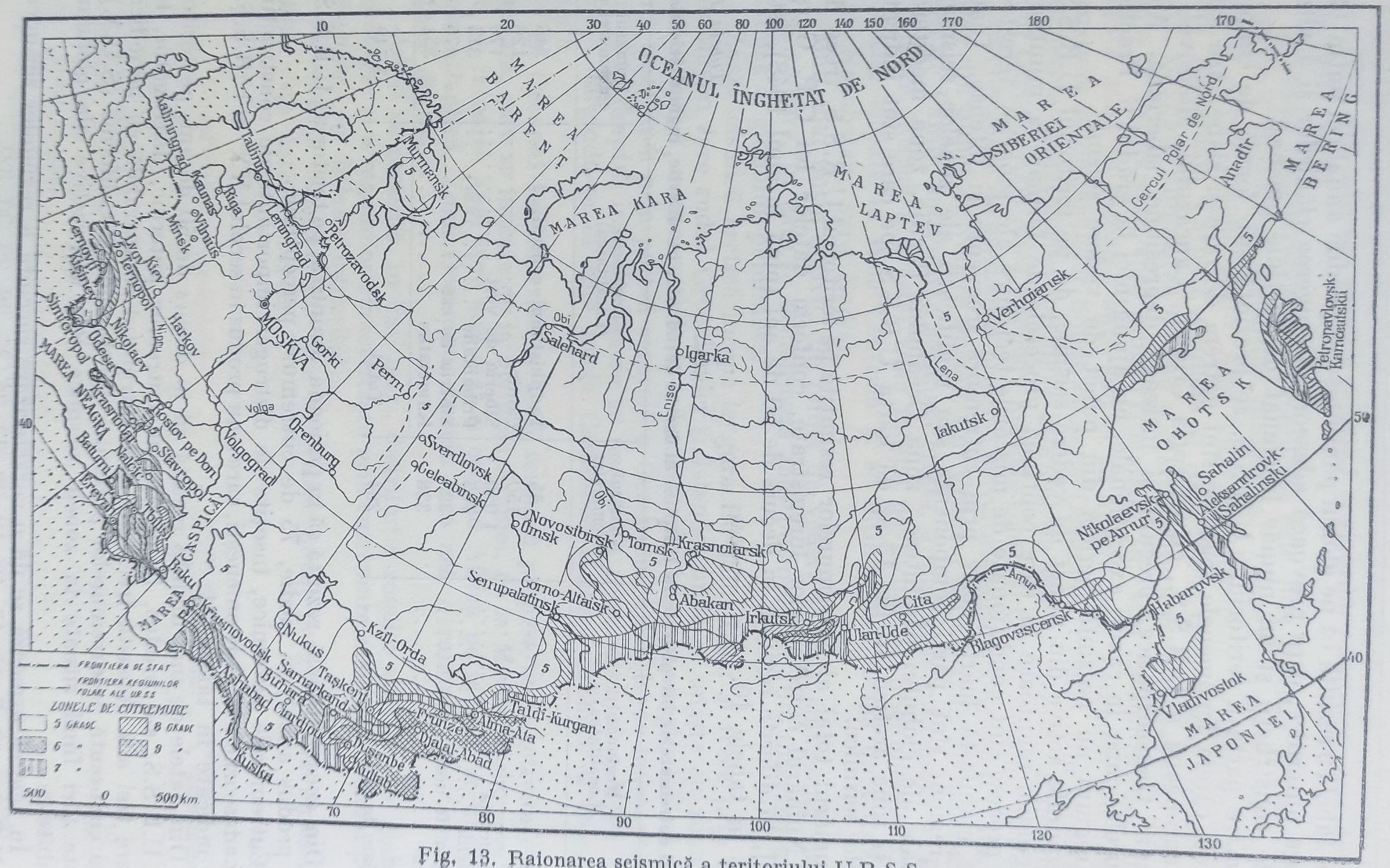


Fig. 13. Raionarea seismică a teritoriului U.R.S.S.

Tabela 11

Cutremurele puternice înregistrate în regiunile seismice din U.R.S.S.

Regiunea (Localitatea)	Anul	Regiunea (Localitatea)	Anul
Ahalkalaks	1900	Aşhabad	1948
Şemahe	1902	Haito	1949
Adijan	1902	Mondiano	1951
Alma-Alta	1911	Kurile	1952
Gori	1920	Krasnopoliansk	1955
Leninakan	1926	Muisk	1957
Crimeia	1927	Gegecikori	1957
Zanghezur	1931	Acigvar	1958
Kemino-Ciuisk	1938	Kurile	1958
Carpaţi	1940	Kamciatka	1959
Ciatkalsk	1946	Maharadze	1959
		Ahalkalaks	1959

Seismicitatea regiunii pricarpatice și a teritoriului R.S.S. Moldovenești se datorește cutremurelor puternice ale căror epicentre se află pe teritoriul Romîniei. Cutremurele cele mai intense s-au produs la 25 mai 1912 și la 10 noiembrie 1940. În raionul Ujgorod, în anul 1872 și 1908 s-au observat cutremure de gradul 7 (fig. 14). Seismicitatea Crimeii (fig. 14) se datorește

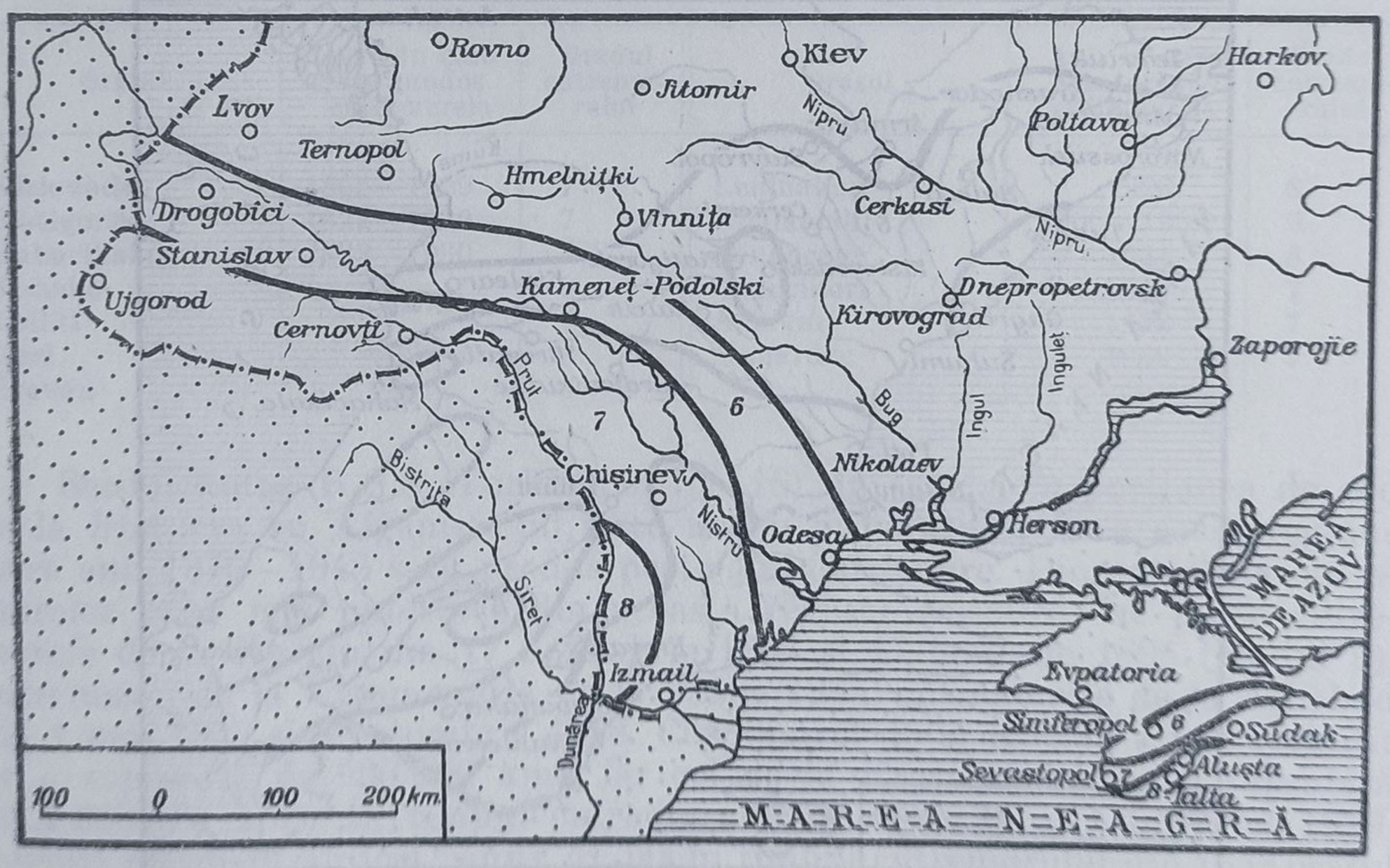


Fig. 14. Harta raionării seismice a regiunii pricarpatice a R.S.S. Moldovenești și a Crimeii.

procesului continuu de formare a masivului muntos de pe litoralul de sud al acestei peninsule și coborîrii porţiunilor aferente ale fundului Mării Negre. Informaţiile cele mai vechi cu privire la cutremure datează din anul 480.

În intervalul dintre anii 1800 şi 1940 în Crimeia s-au produs 90 cutremure. Ultimele şocuri mai puternice au fost resimţite în anul 1927 : la 26 iunie şi la 12 septembrie. În urma ultimului cutremur au fost distruse numeroase clădiri şi au fost victime omeneşti. Zguduirile au fost resimţite, în timpul cutremurului din iunie, pe o suprafaţă de 400 000 km², iar în timpul cutremurului din septembrie, pe o suprafaţă de 1 000 000 km². Pentru caracterizarea seismicităţii regiunii Crimeia, în tabela 12 se dau localităţile în care cutremurele au atins o intensitate maximă în decursul unei anumite perioade.

Tabela 12

Intensitatea maximă a cutremurelor din Crimeia

Oraşul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului
Alupka	1869—1931	7
Balaklava	1927	7
Gurzuf	1927	7
Sevastopol	1802—1927	8
Ialta	1471—1927	8

Seismicitatea Caucazului (fig. 15) se datoreşte mişcărilor tectonice active, care se produc în prezent în special în dreptul intersecţiilor dintre rocile mai vechi şi zonele de dislocare mai recente, precum şi acolo unde se intersectează

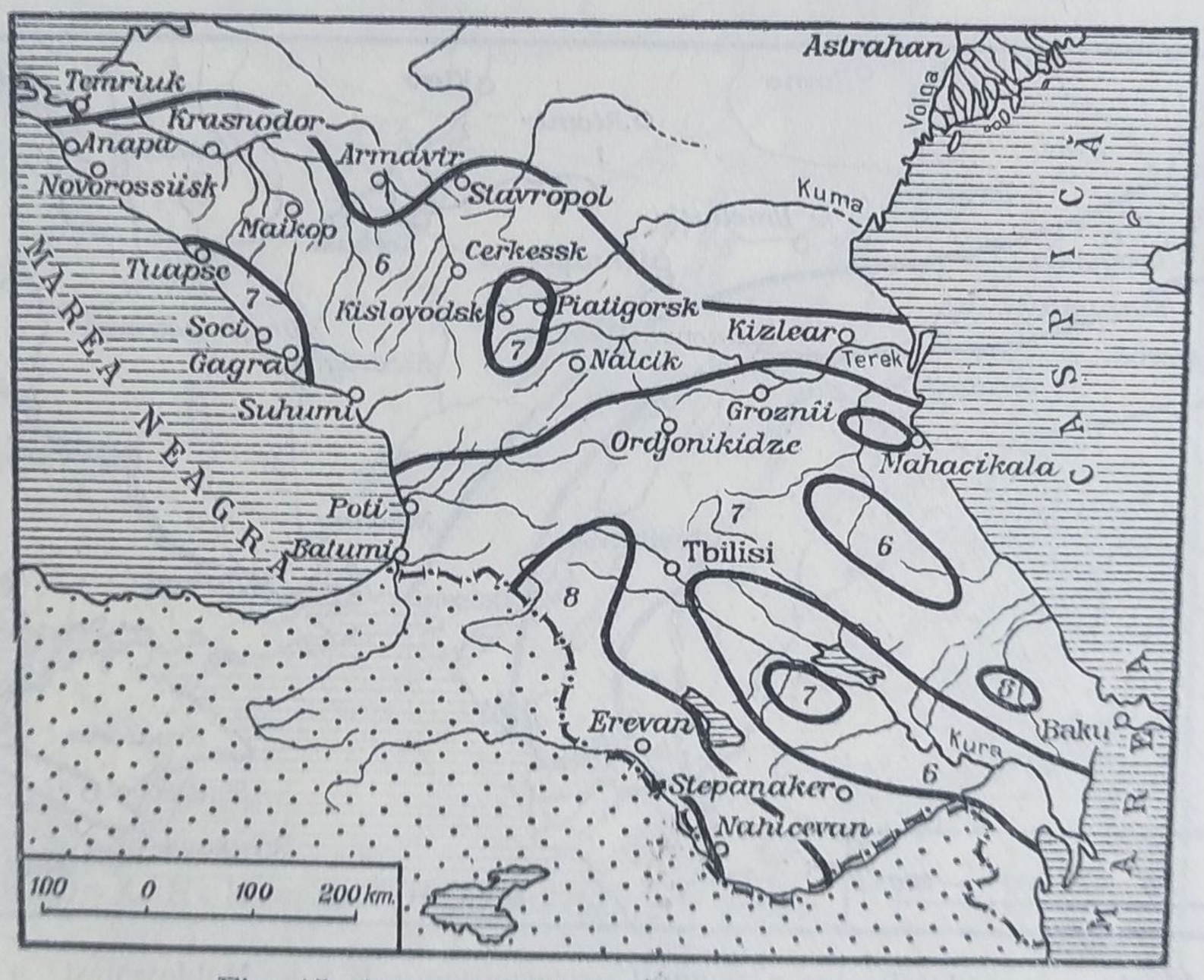


Fig. 15. Harta raionării seismice a Caucazului.

liniile de ridicare şi de coborîre şi în zonele ruperilor din scoarţa terestră. Între anii 1800—1948 aici au fost înregistrate peste 2 000 cutremure, dintre care numai în ultimii 50 ani peste 1 200. Se cunosc cîteva zeci de cutremure

cu intensitatea de gradul 7, cel puțin 30 cutremure cu intensitatea de gradul 8 și cîteva cutremure din așa-numita grupă de focare Şemahe cu intensitatea de gradul 9. În această din urmă localitate, în decurs de 100 de ani s-au produs 6 cutremure de gradul 9.

Din categoria cutremurelor celor mai puternice face parte cutremurul de la Zanghezur din 27 aprilie 1931, a cărui intensitate a atins pe alocuri gradul 9. Cutremurul de la Ahalkalaki de la 1 ianuarie 1900 a fost de gradul 8. Cutremurul de la 13 februarie 1802 din orașul Şemahe (gradul 9), cel din 20 februarie 1920 din orașul Gori (gradul 8) și cel din 22 octombrie 1926 din orașul Leninakan (gradul 8) au provocat avarii importante la numeroase clădiri. În ultimul timp au fost înregistrate cutremure de gradul 7 la Krasnaia Poliana (orașul Soci), în orașele Gegecikori, Acigvari, Maharadze. Ahalkalaki și altele. Alte grupuri de focare s-au manifestat în repetate rînduri și destul de intens, cum ar fi de exemplu grupul de la Mineralovodsk, unde cutremurele au atins gradul 7, grupul de focare Kazbek-Creasta Diabaz (gradul 8, în anul 1915) și alte focare (Telavi, Ararat, litoralul Mării Negre*).

O enumerare succintă a celor mai importante localități din Caucaz, în care s-au produs cutremure este dată în tabela 13.

Tabela 13

Intensitatea maximă a cutremurelor din Caucaz

Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului	Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului
Kislovodsk	1866—1929	7	Leninakan	1926	8
Piatigorsk	1822—1929	7	Ahalkalaki	1900—1959	9
Mahacikala	1863—1930	7	Zanghezur	1931	8
Şemahe	—	9	Gegecikori	1957	7
Tbilisi	—	7	Acikvari	1958	7
Gori	1920	8	Mahardze	1959	7
Erevan	—	8			

Seismicitatea R.S.S. Turkmene (fig. 16), în special în porțiunea de sud de la frontiera cu Afganistanul, este foarte pronunțată. În această regiune între anii 1876—1948 s-au produs peste 150 cutremure. Din categoria cutremurelor celor mai puternice din această regiune seismică, fac parte cutremurele de la Kucian din 17 noiembrie 1893 și 17 ianuarie 1895 (gradul 9), cutremurul de la Krasnovodsk de la 9 iulie 1895, cutremurele de la Așhabad din 1 mai 1929 și 6 octombrie 1948. Cutremurul de la Kucian a fost resimțit pe o suprafață de 200 000 km², iar cel de la Krasnovodsk pe o suprafață de 1 000 000 km². În timpul cutremurului de la Așhabad, din anul 1929, a pierit un om și au fost răniți 26, iar în timpul cutremurului din 1848 orașul a suferit distrugeri grave.

*) Seismicitatea Kaucazului este tratată în detaliu în lucrările lui E. I. Biusa, A. D. Thakoia etc. ca de exemplu lucrarea lui A. D. Thakoia „Unele rezultate ale cercetărilor asupra cutremurelor din Kaucaz", Izvestia AN SSSR, seria Geofizică, nr. 7, 1961.

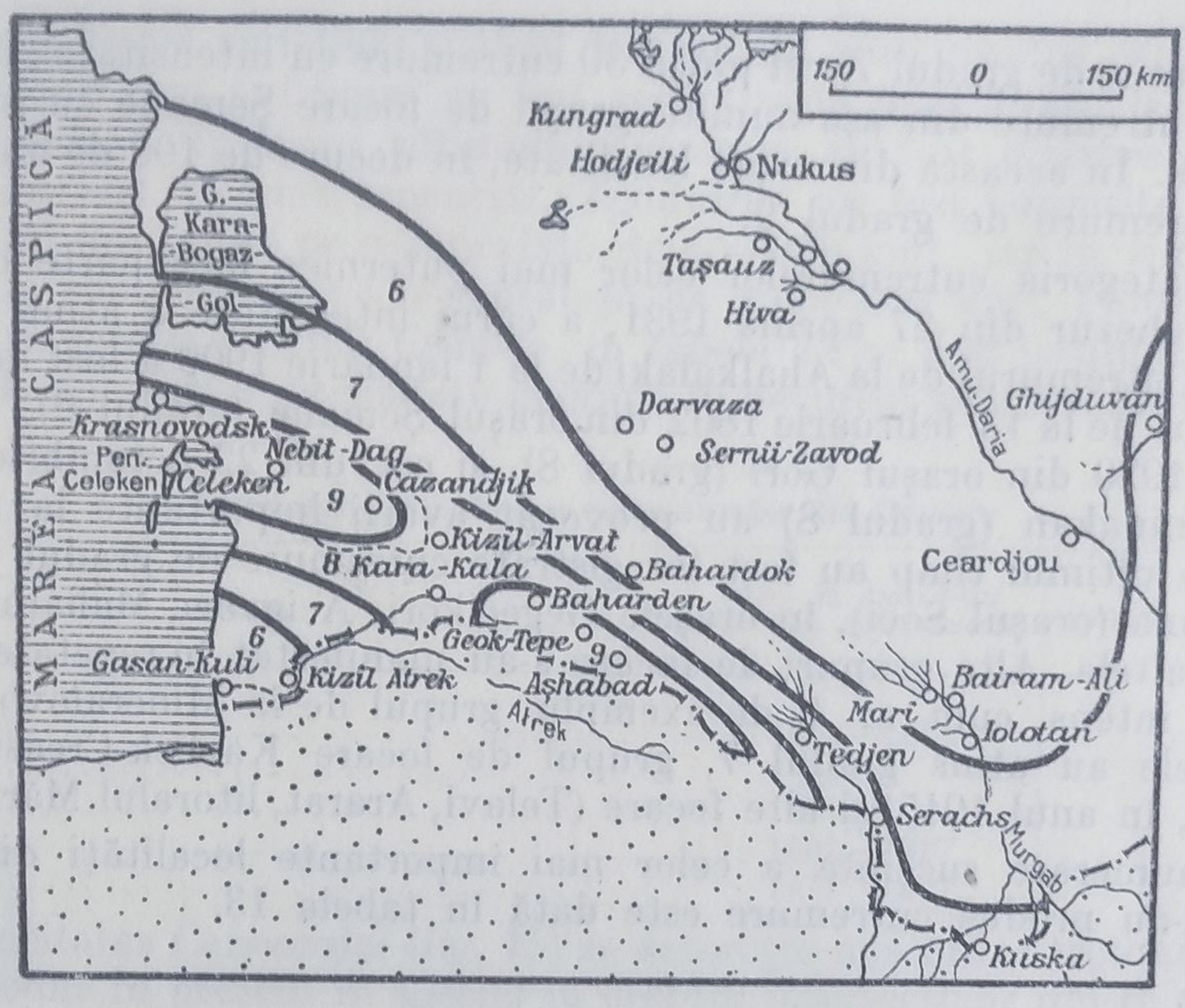


Fig. 16. Harta raionării seismice a R.S.S. Turkmene.

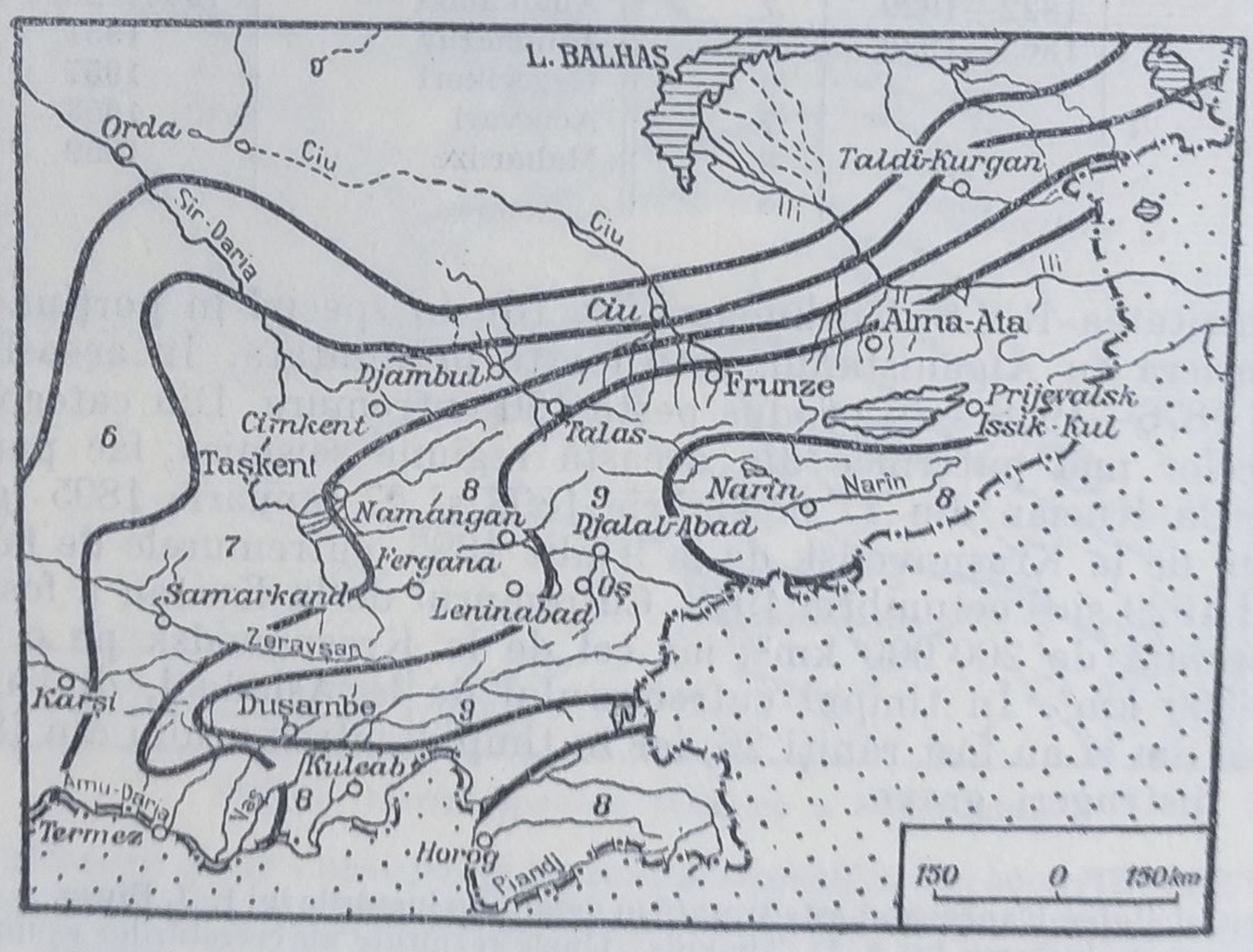


Fig. 17. Harta raionării seismice a teritoriului Asiei Centrale.

Cutremurele de intensități maxime care au loc în unele orașe ale Turkmeniei, sînt indicate în tabela 14.

Tabela 14

Intensitatea maximă a cutremurelor din orașele Turkmeniei

Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului	Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului
Așhabad	1893—1948	9	Krasnovodsk	1876—1931	9
Ciardjou	1897— 1929	6	Firiuza	1893—1948	9

Seismicitatea republicilor din Asia Centrală (fig. 17) prezintă pericolul cel mai mare din punct de vedere al activității, al frecvenței cutremurelor puternice și al efectelor lor. Toate regiunile locuite din Asia Centrală sînt situate în zona cutremurelor de gradul 6. În cadrul acestora se disting cîteva zone mai active, cu toate că nu este exclusă eventualitatea producerii unor cutremure de intensitate mai mare și în regiunile de gradul 6. Astfel, se remarcă zona cu o seismicitate pronunțată de la poalele din spre nord ale munților Tian-Șan, începînd de la orașele Karakola și Alma-Ata pînă la Cimkent. Cutremurele cele mai intense din această zonă au fost cele de la Alma-Ata (Vernoie) din 1887, cutremurul de la Cilik din 1889 și cel de la Kebino din 4 ianuarie 1911. Aria pe care a fost resimțit acest din urmă cutremur a depășit 1 000 000 km^2, iar energia acestui cutremur, conform calculelor, a fost de 10^{25} ergi.

Mai trebuie amintite cutremurele de la Belovodsk (1885) și Arîsi (1917). Din categoria regiunilor cu o seismicitate deosebită face parte Fergana de răsărit (Oș, Andijan, Namangan) unde cutremurele au atins gradul 8—9, avînd o frecvență extrem de mare (1883, 1902, 1923, 1924, și 1927), însă cu o suprafață de propagare foarte redusă. Spre deosebire de Fergana de răsărit, Fergana de apus se caracterizează prin cutremure de gradul 6 (Hodjent, Kokand). Mai spre apus, în spre Ura-Tiube, Djizak, Samarkand, la poalele din spre nord ale crestei Turkestane au avut loc cutremure care au atins gradul 8 (1897, 1923). În Pamir au fost înregistrate cutremure de gradul 9, care s-au produs în zona în formă de arc care se întinde de la Taș-Kurgan (1895) prin lacul Serez (1911) spre lacul Șive și apoi spre poalele din spre sud ale crestei Ghisar (cutremurele din 1907 în orașele Karatag și Ciuianci).

Între anii 1850 și 1948 pe teritorul republicilor din Asia Centrală s-au produs 3 000 cutremure. În tabela 15 se dă o scurtă listă a localităților și a cutremurelor de intensitate maximă.

Tabela 15

Intensitatea maximă a cutremurelor de pe teritoriile republicilor situate în Asia Centrală

Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului	Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului
Alma-Ata	1887—1911	9	Samarkand	1821—1929	8
Frunze	1873—1932	8	Andijan	1885—1932	9
Karakol	1874—1932	8	Marghelan	1902—1907	7
Duşambe	1908—1952	7	Kokand	1832—1931	6
Taşkent	1866—1946	7—8	Buhara	1821—1929	7
Cimkent	1868—1932	6	Hait	1949	9

Seismicitatea Siberiei apusene este ilustrată în fig. 18. Spre răsărit de lacul Balhaș, în lugul frontierei de sud a U.R.S.S., se întinde o zonă seismică slabă cu lățimea de 400—500 km. Se disting totuși unele focare izolate, care

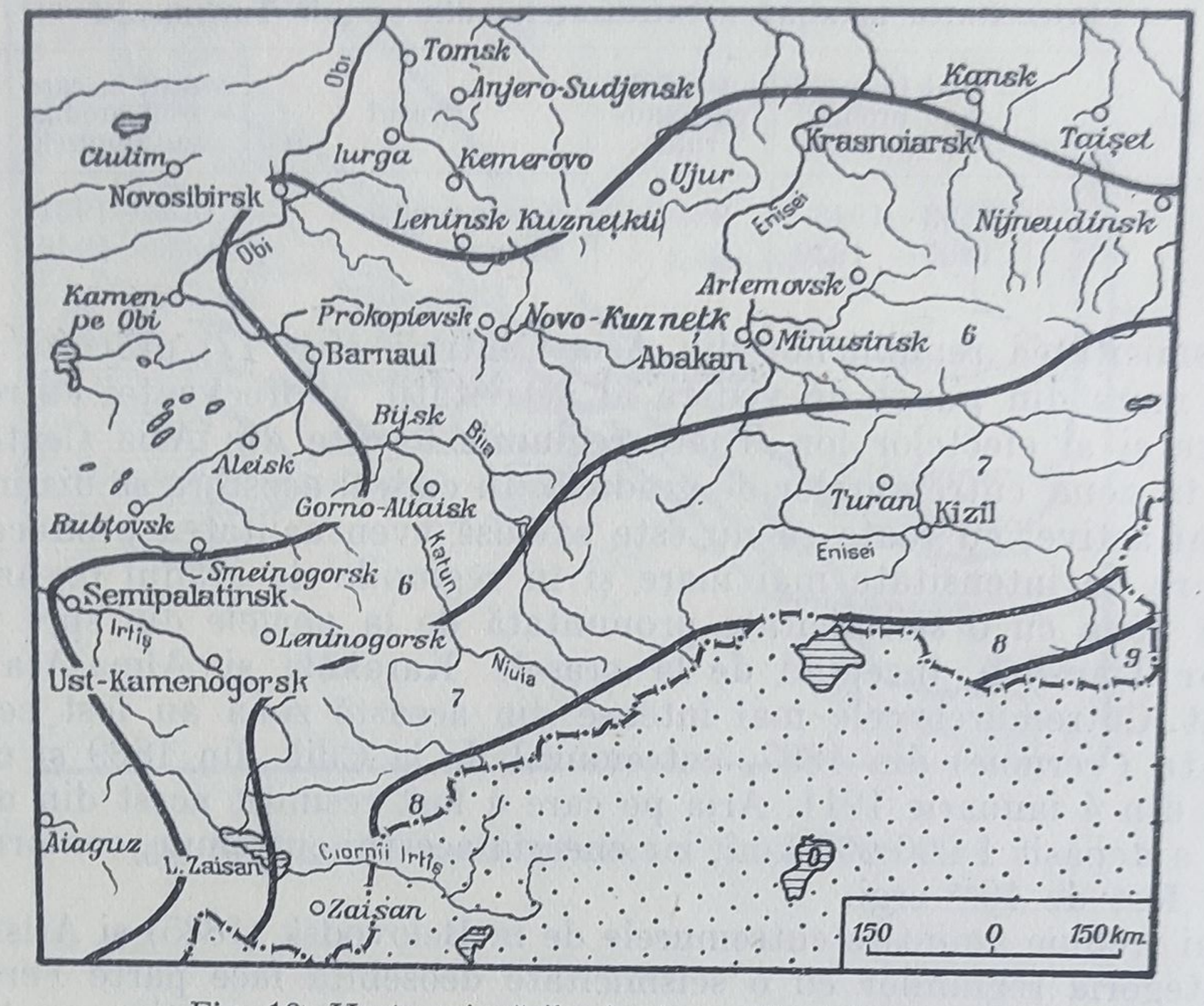


Fig. 18. Harta raionării seismice a Siberiei apusene.

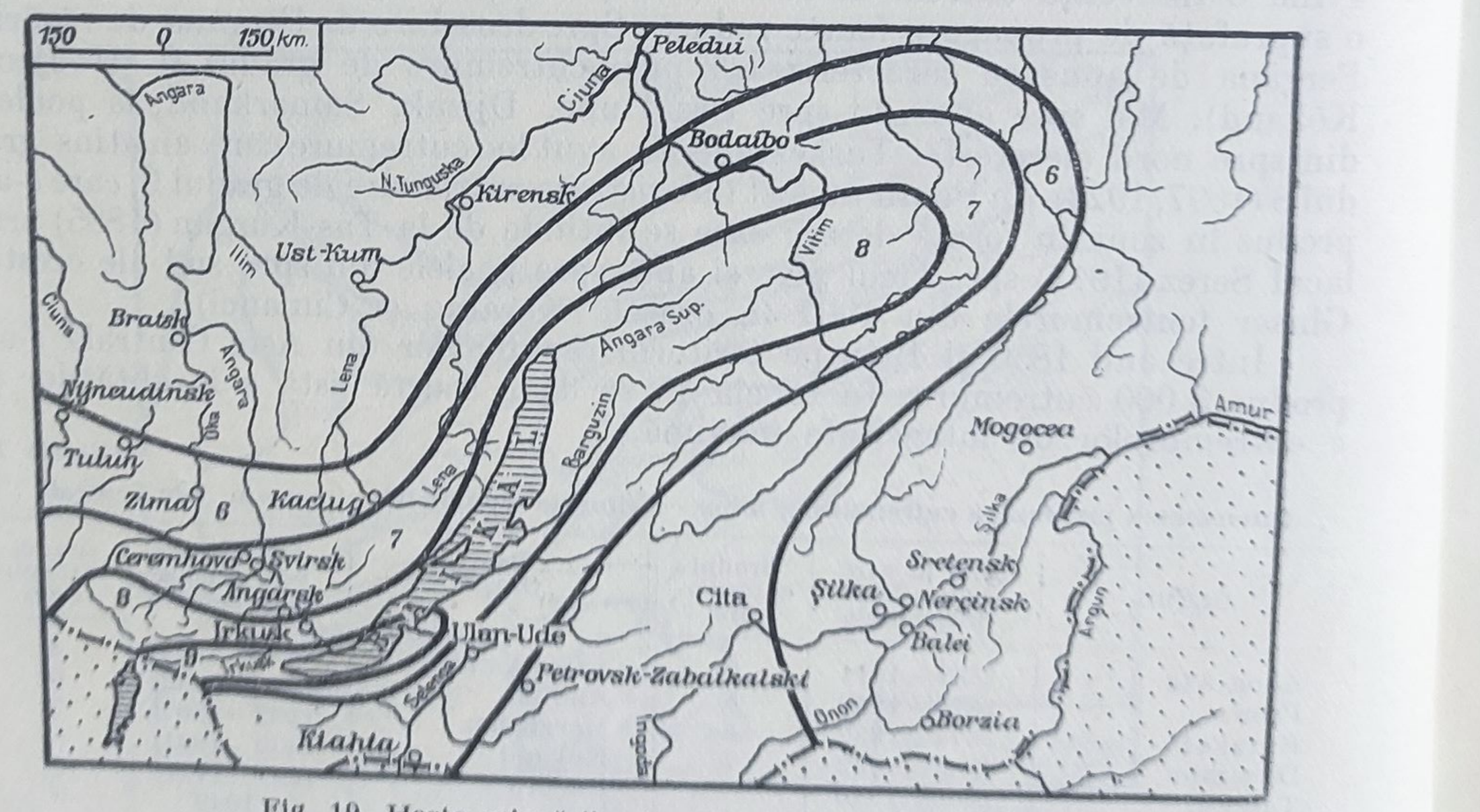


Fig. 19. Harta raionării seismice a regiunii pribaicalice.

au produs cutremure de gradul 7, ca de exemplu la: Kokpekta (1897), Ridder (1874), fîșia Novo-Kuznețk-Biisk-Barnaul (1898—1903), focarele din apropierea Novo-sibirsk-ului (1882) și Minusinsk-ului (1879—1903), precum și o serie de puncte cu cutremure de gradul 6. În intervalul dintre 1734 și și 1948, în Siberia apuseană s-au produs peste 250 cutremure. Prezintă interes faptul că în secolul XVIII, în această regiune, au fost înregistrate 22 de cutremure, în secolul XIX, 89, iar în secolul XX numărul cutremurelor înregistrate a ajuns la 168.

Seismicitatea regiunii pribaikalice (fig. 19) se caracterizează printr-o activitate deosebită în regiunea văii rîului Irkut și în împrejurimile orașului Irkuțk (cutremurul din anul 1829, de gradul 8), apoi în regiunea cursului inferior al rîului Selenga (cutremurul din anul 1861 de gradul 9, din anul 1885 de gradul 8 și din anul 1912 de gradul 7) și în sfîrșit în regiunea Troițko-Savsk. Regiunea Barguzin, unde au fost înregistrate cutremure cu intensități pînă la gradul 7, este întrucîtva separată de restul regiunilor seismice. Cutremurul de la Baikal din 26 noiembrie 1903 (gradul 7) a fost resimțit pe o arie de 600 000 km². Între anii 1700 și 1948 în regiunea Pribaikalie au fost înregistrate pînă la 800 cutremure. În această regiune se produc anual 4 cutremure perceptibile. În tabela 16 sînt enumerate localitățile din Pribaikalie în care s-au produs cutremure puternice.

Tabela 16

Intensitatea maximă a cutremurelor din Pribaikalie

Orașul	Anii în care s-au podus cutremurele	Gradul cutremurului	Orașul	Anii în care s-au produs cutremurele	Gradul cutremurului
Barguzin	1765—1926	7	Posolskoie	1871—1925	8
Irkuțk	1725—1935	8	Troițko-Savsk	1792—1929	7
Kudalinskaia Sloboda	1862—1906	9	Ulan-Ude	1693—1934	8
Kiahta	1771—1929	7	Cita	1721—1927	7
Nercinsk	1771—1929	7	Mondino	1951	7
			Muiskaia vpadina	1957	7

Seismicitatea Siberiei de nord-est, a peninsulei Kamciatka și a insulei Sahalin (fig. 20—23) nu este studiată îndeajuns de complet. Este cunoscut faptul că în perioada dintre anii 1727 și 1959 în această regiune s-au produs circa 600 de cutremure. Dintre acestea unul singur a fost de gradul 9, și anume cutremurul din Kamciatka, din anul 1737. Cutremure de gradul 7 s-au produs în această regiune în anii 1792, 1841, 1888 și 1909. În bazinul fluviului Amur și în regiunea Primorie, în decurs de 80 de ani s-au produs 50 de cutremure, pe insula Sahalin 50, pe litoralul de vest și de nord al mării Ohotsk 17, în nord-estul Siberiei și pe teritoriul R.S.S. Autonome Iakuția 5, inclusiv cutremurele de la Bulunsk (1927) și de la capul Serdțe-Kamen (1945); în localitatea Uelen din Kamciatka în secolul XVIII au fost înregistrate 75 de cutremure. Cutremure puternice s-au produs în această regiune la 13 aprilie 1923 și la 4 mai 1959.

Seismicitatea unora din localitățile situate în această regiune este indicată în tabela 17.

Seismicitatea insulelor Kurile (fig. 24) este cea mai accentuată din U.R.S.S. În ce privește frecvența și intensitatea cutremurelor, această regiune corespunde activității seismice de pe insulele Japoniei. O particularitate caracteristică a acestei regiuni o constituie valurile uriașe țunami produse de cutremurele marine.

Țunami este un val neobișnuit de mare care se produce datorită modificărilor importante ca volum și instantanee ale reliefului fundului oceanelor, în urma cutremurelor tectonice submarine sau a exploziilor vulcanilor de pe litoral. Un astfel de val, care năvălește pe litoral și antrenează cu sine în mare, în drumul său de întoarcere, tot ce întîlnește în calea sa, produce distrugeri grave și victime omenești. Înălțimea valului țunami ajunge la 30 m. În timpul cutremurului de la 4—5 noiembrie 1952, de pe insulele Kurile, valurile țunami au produs distrugeri importante pe litoralul insulelor. Deocamdată, problemele legate de protecția construcțiilor împotriva valurilor țunami nu sînt studiate îndeajuns. Se așteaptă cercetări noi în această direcție și elaborarea unor recomandări corespunzătoare privind executarea construcțiilor în astfel de regiuni.

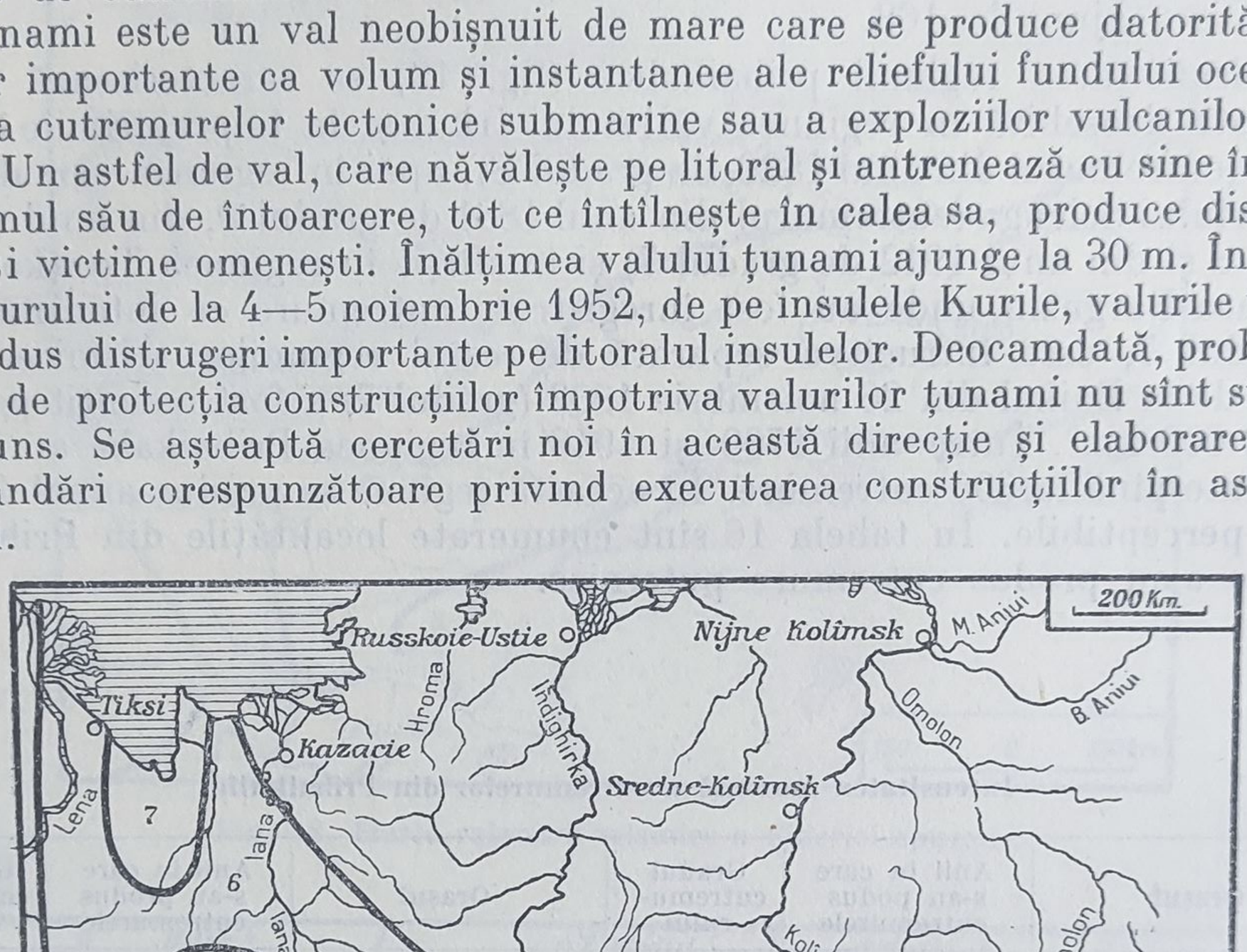


Fig. 20. Harta raionării seismice a zonei Verkoiansk.

Seismicitatea Arcticei a fost stabilită pe baza unor cercetări foarte recente. S-a constatat că epicentrele cutremurelor, determinate pe baza datelor instrumentale, începînd din anul 1910, formează o fișie largă care se întinde din Islanda, prin Spitzbergen, pe tot sectorul sovietic al Arcticei, în spre cursul inferior al fluviului Lena și apoi, peste Anadîr, spre Alaska. Nu se dispune de date amănunțite asupra cutremurelor din această regiune.

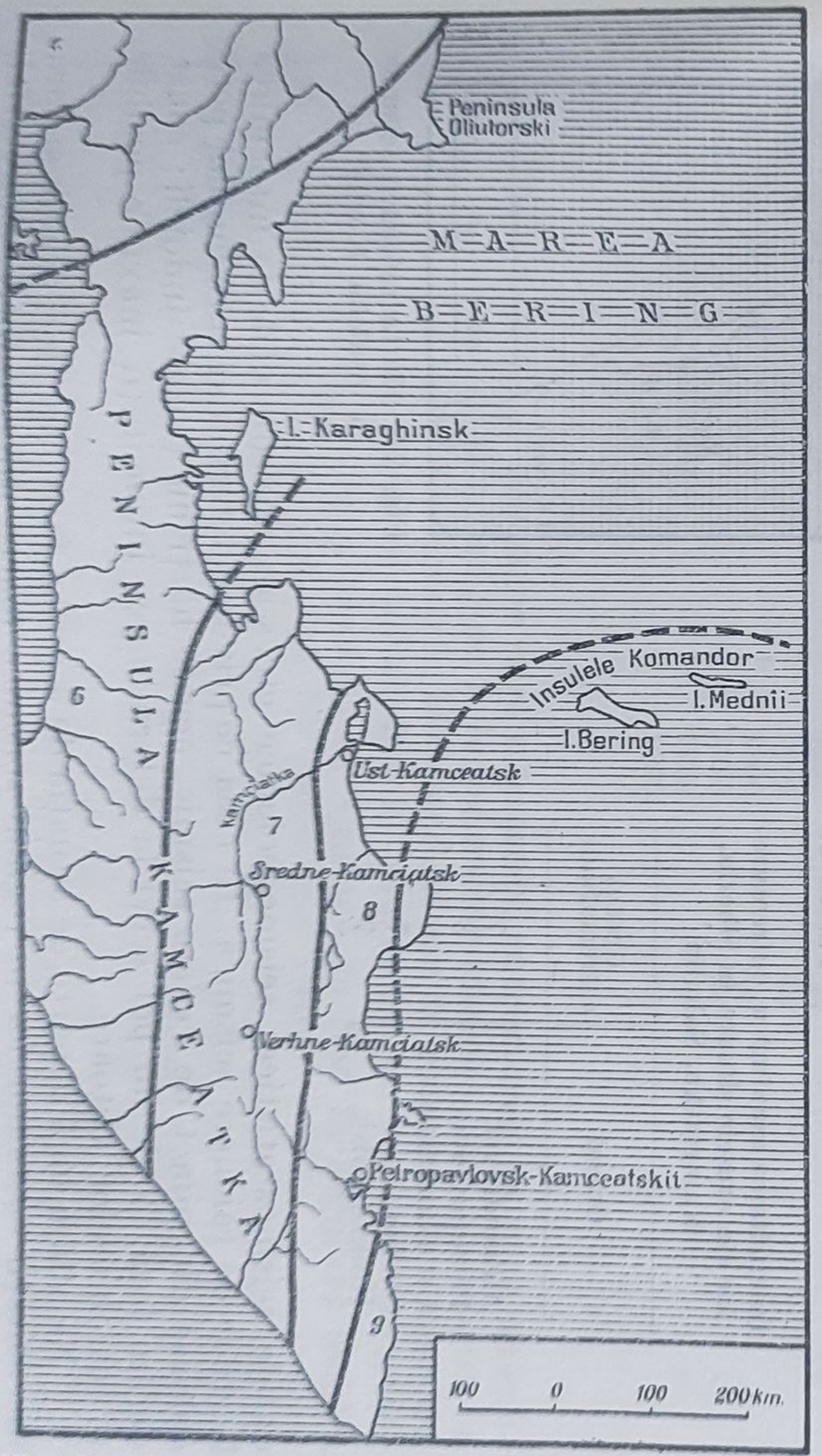


Fig. 21. Harta raionării seismice a peninsulei Kamciatka.

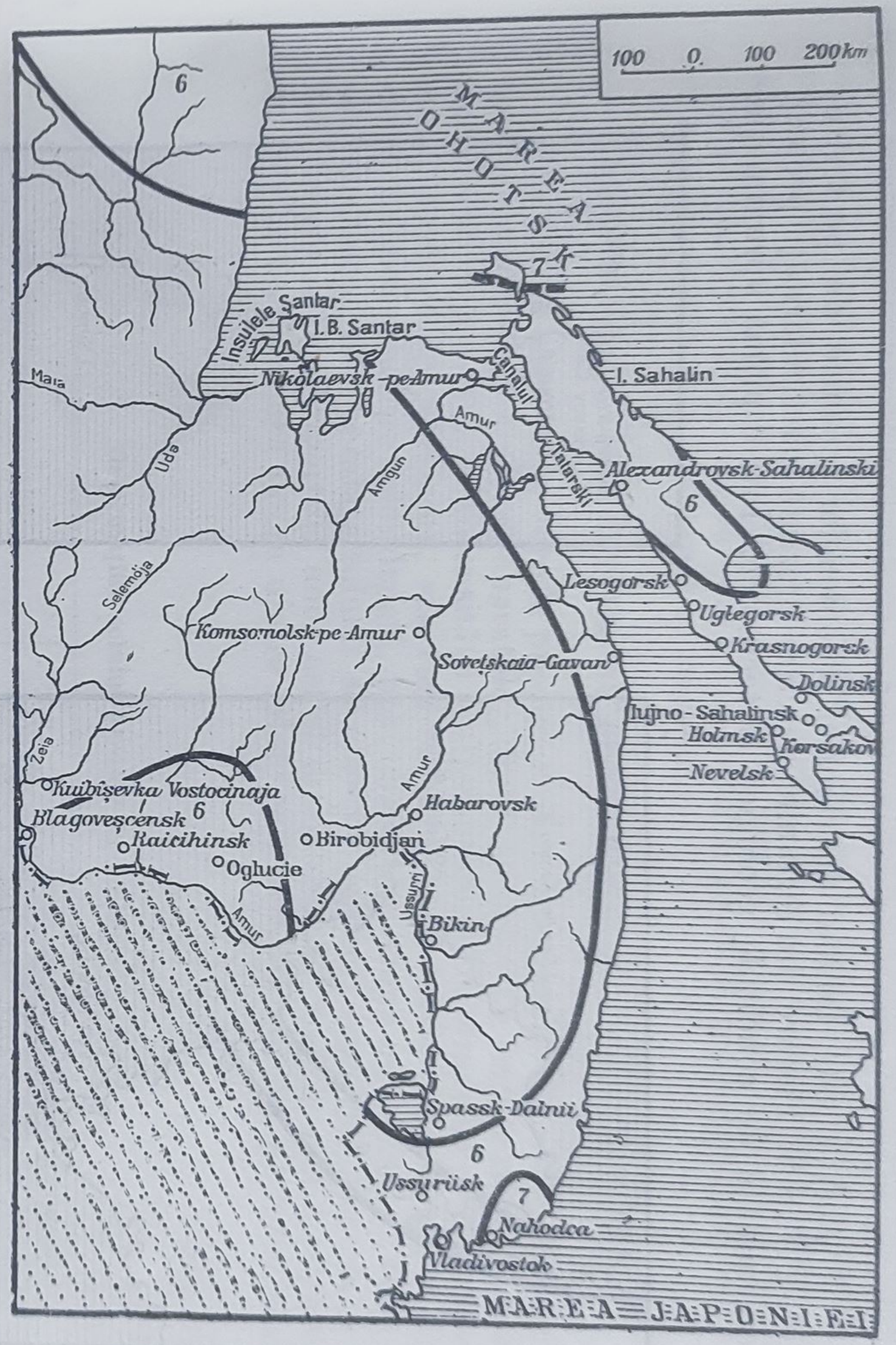


Fig.22. Harta raionării seismice a regiunii Primorie și a insulei Sahalin.

Acesta este tabloul distribuției fenomenelor seismice de pe teritoriul U.R.S.S. Fiecare din regiunile descrise prezintă particularități proprii, determinate de condițiile geologice și tectonice. Într-o primă aproximație,

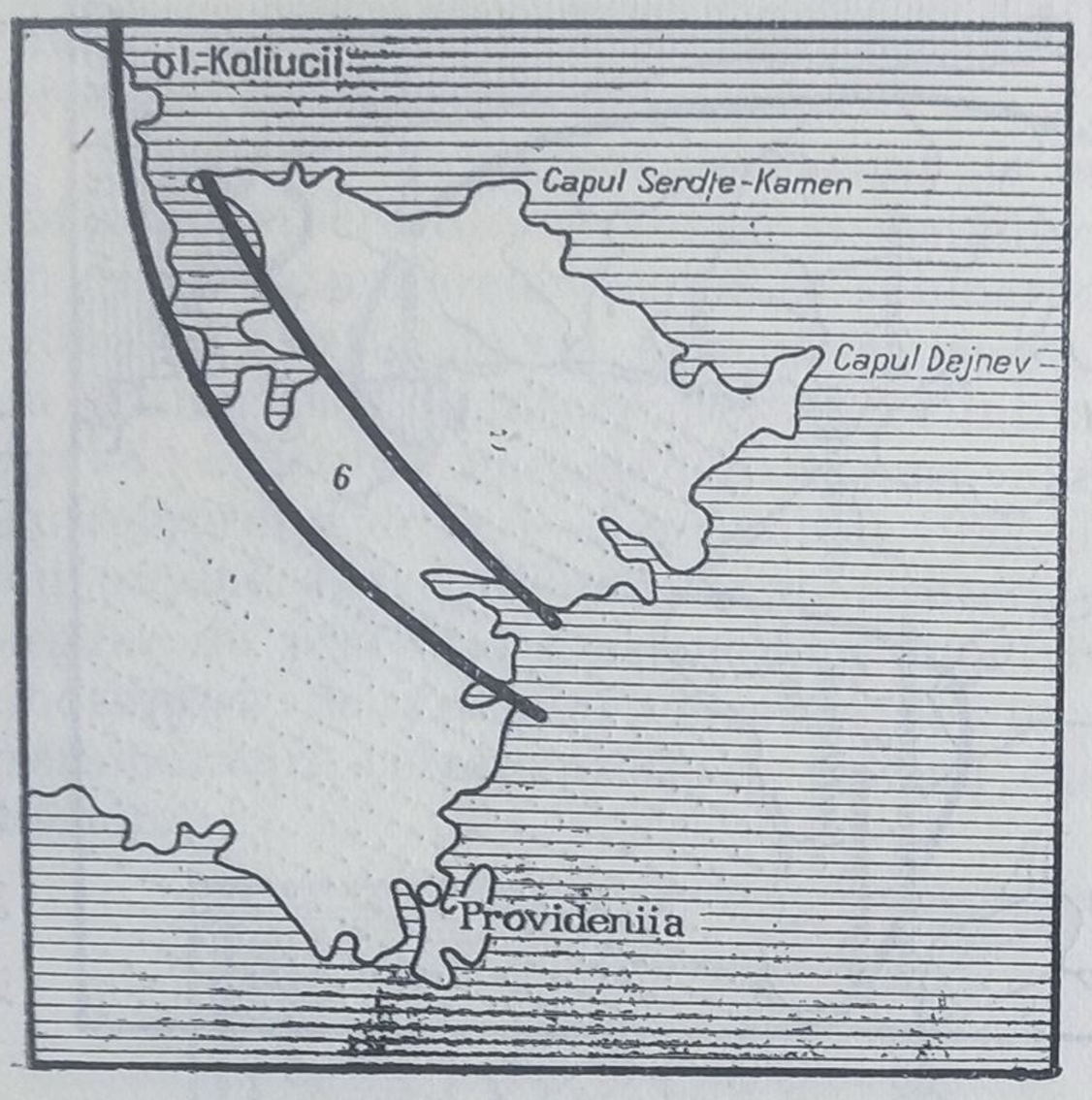


Fig. 23. Harta raionării seismice a regiunii Ciukotka.

Tabela 17

Intensitatea maximă a cutremurelor din orașele situate în Siberia, Kamciatka, Sahalin

Orașul	Gradul cutremurului
Alesandrovsk	7
Petropavlovsk	8
Ust-Kamciatsk	8
Sucian	7
Komsomolsk	7

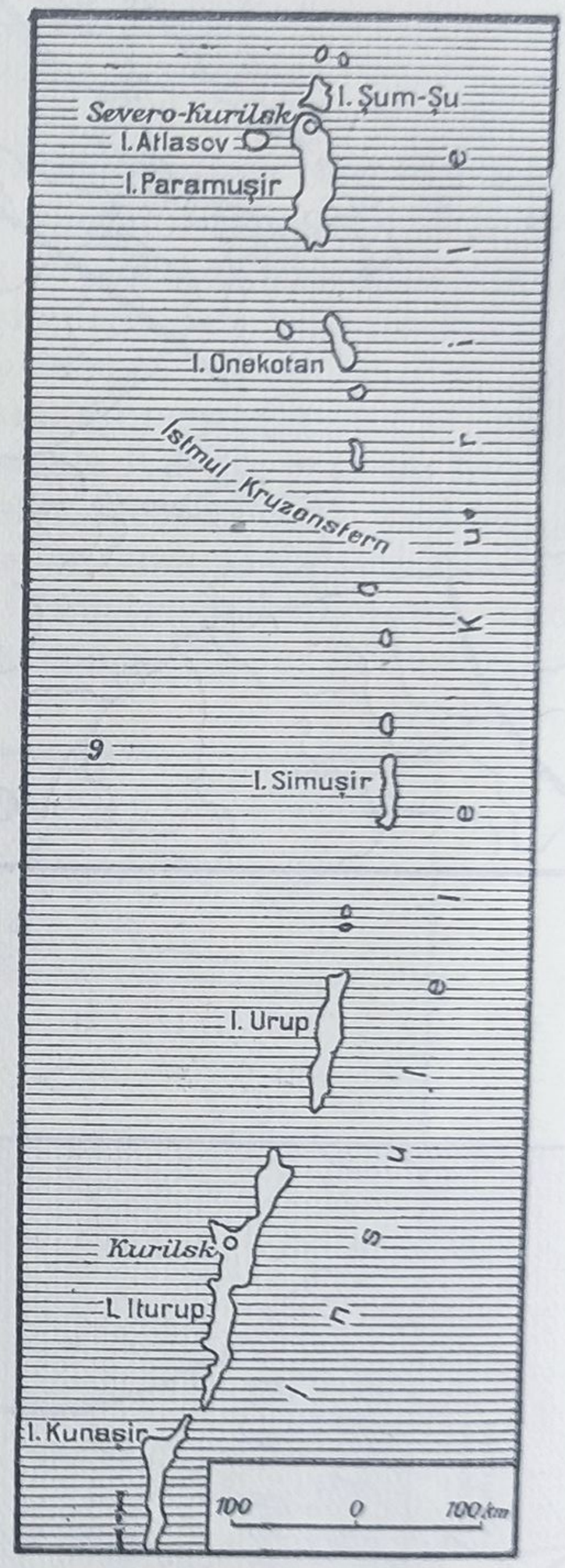


Fig. 24. Harta raionării seismice a insulelor Kurile.

datele seismostatistice, seismogeologice etc. s-au dovedit utile la întocmirea hărților de raionare seismică. În ceea ce privește determinarea regiunilor periculoase din punct de vedere seismic, aceste hărți nu trezesc îndoieli; considerăm însă că ele nu pot servi la determinarea intensității maxime posibile a cutremurelor viitoare.

Ne aflăm încă departe de situația de a putea face prevederi exacte asupra intensității cutremurelor în regiuni seismice foarte diferite între ele. Astfel, de exemplu, pentru anii 1943—1948 seismicitatea Așhabad-ului a fost

apreciată la gradul 7, însă cutremurul de la 5 octombrie 1948 a distrus considerabil orașul pentru care, în cosecință, s-a admis seismicitatea de gradul 9. Stabilirea seismicității diferitelor regiuni necesită o fundamentare științifică, temeinică, care să poată fi folosită în practica proiectării clădirilor, și a altor construcții rezistente la cutremur.

4. CARACTERIZAREA UNOR CUTREMURE DISTRUGĂTOARE

Oscilațiile elastice pe care le produc undele seismice pe suprafața solului se înregistrează cu ajutorul aparatelor, fiind deosebit de importante pentru aprecierea forței sau a intensității cutremurului. Deformațiile remanente mari, produse de cutremure, sau care constituie ele însile cauza lor, pot fi determinate numai pe cale vizuală, prin observații. După cutremure intense, distrugătoare, pe suprafața solului se observă adeseori deplasări, lunecări și falii importante. Proporțiile unor astfel de deformații vizibile sînt ilustrate în tabela 18. Mărimea unora dintre faliile și lunecările vizibile pe suprafața

Tabela 18

Deformațiile solului produse de cutremure

Epicentrul cutremurului	Anul	Lungimea traseului dislocării, km	Deplasări maxime	
			orizontale	verticale
Wellington (Noua Zeelandă)	1855	140	—	3
Socora (Mexic)	1887	60	—	9
Mino—Ovari (Japonia)	1891	65—120	4	7
Belucistan (India)	1892	10	0,7	—
Assan (India)	1897	20	—	12
Taivan	1906	50	3	—
California (S.U.A.)	1906	450	7	—
Nevada (S.U.A.)	1915	30	—	5
Morchison (Noua Zeelandă)	1929	4	—	5
California (S.U.A.)	1940	65	5	—

solului, dovedesc forța uriașă pe care o exercită cutremurele în zona epicentrului și totodată oferă o imagine a fenomenelor analoge care se produc la mare adîncime în scoarța terestră. Deocamdată nu se dispune de o metodă pentru determinarea acestor deformații în profunzimile scoarței terestre.

În fig. 25 se arată falia produsă în America de Sud în regiunea localității Ancoch, situată în Anzi, la 10 noiembrie 1946.

Constituind uneori o consecință și alte ori cauza cutremurelor, aceste deplasări ale blocurilor se produc nu numai pe continente, dar și pe fundurile oceanelor și ale mărilor. Astfel, prin măsurarea cotelor fundului Golfului Sagami (Japonia), s-a stabilit că în urma cutremurului de la 1 septembrie 1923, deplasarea verticală în lungul rostului seismic (tectonic) existent a fost de peste 100 m. Această lunecare instantanee a constituit și cauza cutremurului puternic.

În cele ce urmează se dau cîteva date asupra cutremurelor catastrofale produse între anii 1887—1960 (tabela 19).

Din enumerarea succintă a cutremurelor de mare intensitate se vede că ele produc distrugeri mari și un mare număr de victime omenești, în special acolo unde clădirile și alte tipuri de construcții au fost proiectate fără să se țină seama de specificul solicitărilor seismice.

Fig. 25. Falia produsă în urma cutremurului din 10 noiembrie 1946, în America de Sud, în apropierea localității Ancoch, situată în Anzi.

Pentru ilustrarea caracterului efectelor cutremurelor pe suprafața solului, în cele ce urmează se dă descrierea succintă a unor cutremure catastrofale și distrugătoare.

Unul dintre cutremurele cele mai puternice din Europa s-a produs la Lisabona (Portugalia) la 1 noiembrie 1755, la ora 9 dimineața [26]. S-au succedat trei șocuri puternice dintre care primul a avut intensitatea cea mai mare. Orașul a fost distrus aproape în întregime : s-au prăbușit 15 000 clădiri din cele 20 000 existente. Din cei 200 000 de locuitori au pierit circa 50 000. Zona epicentrală a avut peste 100 km avînd centrul sub fundul oceanului la circa 100 km sud-vest de litoralul Portugaliei.

Acest cutremur a produs o descărcare atît de mare a eforturilor acumulate în scoarța terestră încît în decurs de două secole, în această regiune nu s-a mai produs nici un cutremur de intensitate atît de mare, cu toate că șocurile de intensitate mai mică au fost destul de frecvente*).

În urma coborîrilor și ridicărilor rapide și importante ale diferitelor porțiuni ale fundului marin, s-au produs unde seismice marine țunami.

Totodată, la distanțe mari de epicentrul acestui cutremur, pînă la 1000 km s-au observat „seișe". Prin seișe se înțeleg variațiile nivelului apei,

*) La 1 martie 1960, în această regiune s-a produs cutremurul care a distrus orașul Agadîr (Maroc) și în urma căruia au pierit 15 000 de oameni.

Tabela 19

Date asupra cutremurelor de mare intensitate

Localitatea în care s-a produs cutremurul	Data	Aria pe care a fost resimțit cutremurul km²	Numărul construcțiilor distruse	Numărul victimelor omenești	Observații
Vernîi (Turkestan) astăzi Alma-Ata în R.S.S. Cazahă	28 mai 1887	1 000 000	3 000	—	—
Mino-Ovari (Japonia)	28 octombrie 1891	1 000 000	200 000	17 000	Pe tot acest teritoriu s-au produs distrugeri de construcții
Krasnovodsk (Turkestan, astăzi în R.S.S. Turkmenă)	9 iulie 1895	3 000 000	—	—	—
Assam (India)	12 iunie 1897	4 000 000	—	—	Toate construcțiile au fost distruse pe o arie de 350 000 km²
San-Francisco (S.U.A.)	18 aprilie 1906	1 000 000	—	750	Distrugeri de clădiri s-au produs pe 10 000 km²
Messina (Italia)	28 decembrie 1908	—	—	100 000	A fost distrus un număr uriaș de construcții
Vernîi (v. mai sus)	4 ianuarie 1911	3 000 000	—	—	Distrugeri numeroase și multe victime omenești
Avezzano (Italia)	13 ianuarie 1915	—	—	30 000	—
Hansu (China)	16 decembrie 1920	1 000 000	—	100 000	Pe acest teritoriu s-au observat distrugeri de clădiri
Tokio (Japonia)	1 septembrie 1923	—	1 286 261	150 000	Au ars 447 128 clădiri, 150 000 oameni au fost răniți
Noua Zeelandă	3 februarie 1931	—	—	250	—

Tabela 19 (continuare)

Localitatea în care s-a produs cutremurul	Data	Aria pe care a fost resimţit cutremurul km²	Numărul construcţiilor distruse	Numărul victimelor omeneşti	Observaţii
Bihar (India)	15 ianuarie 1934	—	—	—	
Chile	23 ianuarie 1939	—	25 000	40 000	—
Fukui (Japonia)	28 iunie 1948	—	35 437	5 268	—
Aşhabad (U.R.S.S.)	6 octombrie 1948	—	—	—	—
Hait (U.R.S.S.)	10 iulie 1949	—	—	—	—
Insulele Kurile (U.R.S.S.)	4 decembrie 1952	—	—	—	—
Arvin-Tehachapy (S.U.A.)	21 iulie 1952	410 000	—	—	Victime omeneşti
Bakersfield (S.U.A.)	22 august 1952	64 000	—	—	Idem
Insulele Kurile (U.R.S.S.)	6 noiembrie 1958	—	—	—	—
Agadîr (Maroc)	1 martie 1960	—	—	15 000	Practic, a fost distrus întregul oraş
Lar (Iran)	24 aprilie 1960	—	—	—	Oraşul a fost complet distrus
Chile	21 mai 1960	—	—	—	Numeroase victime şi distrugeri mari

produse de cutremure, cînd la un mal al lacului sau al rîului nivelul apei scade, iar la celălalt se ridică. În timpul acestui cutremur, la rîurile din Portugalia şi din Spania, la o distanţă de peste 200 km de epicentru, s-au observat seişe cu amplitudinea de 3—4 m, ceea ce producea alternativ inundarea malurilor şi dezgolirea fundului. În acelaşi timp, în rîurile, lacurile şi porturile din Olanda, Anglia, Germania, Suedia şi Norvegia, variaţiile nivelului apei ajungeau la 1 m. Distrugeri de clădiri s-au produs la distanţe de sute de kilometri ca de exemplu la Fes, Meknes (Maroc) precum şi la Sevilla, Grenada şi Cordova (Spania). La Lisabona, valul uriaş tunami, cu înălţimea de circa 30 m a năvălit pe mal, pătrunzînd pe un kilometru în in-

teriorul țării, desăvîrșind distrugerile începute de cutremur. Valul a spălat numeroase construcții și a distrus un mare număr de nave maritime. Întregul chei din Lisabona, împreună cu mulțimea de oameni ce se găsea acolo, a fost distrus complet și antrenat în largul oceanului.

În prefectura Mino-Ovari, la 160 km vest de Tokio (Japonia) la 28 octombrie 1891, la ora 6 și 37 minute dimineața s-a produs un cutremur puternic [2]. Au pierit 17 000 locuitori, au fost distruse 200 000 clădiri și au fost avariate 10 000 de poduri. Catastrofa a fost însoțită de o falie în lungul liniei tectonice, care se întinde cam pe 100 km peste regiunile muntoase ale insulei japoneze Honsiu. Deplasarea orizontală relativă a ajuns pînă la 4 m, iar deplasările verticale ajungeau pe alocuri la 7 m. În unele locuri s-a observat ridicarea, iar în altele coborîrea unor suprafețe mari ale solului. Întreaga regiune din jurul acestei falii, cu o arie pînă la 10 000 km², a fost distrusă. Cutremurul a fost resimțit pe o suprafață de circa 1 000 000 km².

Urmări foarte grele a avut cutremurul care s-a produs în Japonia la 1 septembrie 1923, ora 12, în golful Sagami, la 60—80 km sud de Tokio [26, 31, 32, 55, 63]. Cutremurul a început printr-un șoc puternic, care a produs distrugeri parțiale precum și incendii care au izbucnit în 76 puncte, datorită ruperii conductelor de gaze, scurtcircuitării rețelelor electrice, răsturnării vetrelor din case etc. Șocul al doilea și mai puternic, s-a produs ceva mai tîrziu, desăvîrșind distrugerea orașului Tokio și a portului Yokohama. Au fost distruse 1 286 261 clădiri, 447 128 clădiri au ars în timpul incendiului, 868 clădiri au fost spălate de țunami. Au pierit 150 000 oameni și tot atîția au fost răniți. Cîteva zeci de mii de oameni au dispărut. Orașele Tokio și Yokohama au avut foarte mult de suferit. În fig. 26 se arată una din străzile orașului Tokio înainte și după cutremur. Acest cutremur a arătat influența proprietăților terenului asupra intensității zguduirii seismice. Pe terenurile afînate, zguduirea a fost de cîteva ori mai intensă decît pe terenuri compacte. Pe alocuri accelerația maximă a oscilațiilor solului a ajuns la 0,5 *g*. Fundul golfului Sagami a căpătat deformații importante în lungul liniei tectonice care îl traversează de la sud-est spre nord-vest. Măsurările fundului pe o întindere de 50 km au arătat că spre nord de linia tectonică, fundul s-a ridicat pe alocuri cu 200 m, iar spre sud a coborît cu 100 m. În urma acestei deplasări instantanee s-a produs valul maritim uriaș, țunami a cărui înălțime a ajuns pe alocuri la 12 m. Deplasările solului ajungeau la 4 m în sens orizontal și la 1,5 m în sens vertical. Profesorul A. Imamura (Seismological Notes, Imper. Earthquake Inv. C., nr. 6), descrie astfel acest cutremur puternic [14,39]: „Mă aflam la Institutul seismologic. Inițial oscilațiile au fost lente și slabe, astfel că nu am considerat că ele ar fi precursoarele unui șoc puternic. Ca de obicei, am început să calculez durata oscilațiilor și după determinarea lor am stabilit direcțiile oscilațiilor principale. Curînd oscilațiile s-au intensificat și la 3—4 secunde de la momentul inițial am simțit un șoc foarte puternic. Timp de 7—8 secunde, clădirea a oscilat deosebit de puternic, însă și aceste oscilații au fost considerate de mine ca nefiind încă cele principale. După ce am numărat 12 secunde de la momentul inițial, s-au produs oscilații foarte puternice, pe care le-am considerat de îndată ca fiind începutul părții principale a oscilațiilor. Mișcările, în loc să se atenueze, ca de obicei, creșteau foarte repede și după 4 sau 5 secunde am simțit intensitatea maximă a

cutremurului. În acest timp, țigla de pe acoperiș a început să cadă cu un zgomot asurzitor și nu puteam să-mi dau seama dacă clădirea a rămas în picioare sau nu. Am stabilit cu precizie direcția oscilațiilor principale și am constatat că acestea sînt dirijate de la nord-vest spre sud-est. În următoarele 10 secunde oscilațiile, cu toate că mai aveau caracter catastrofal, s-au atenuat întrucîtva, trecînd treptat în oscilații lente cu o mișcare mai largă. În minutele următoare am simțit o mișcare asemănătoare cu aceea care se resimte într-o barcă cînd bate vîntul și resimțeam frica cu gîndul la șocurile puternice care urmau să se producă. La 5 minute de la începerea cutremurului m-am ridicat în picioare și m-am dus să examinez aparatele".

Spre nord de golful Bengal și Calcutta, în provincia Assam*), la 12 iunie 1897 la ora 17 și 15 minute s-a produs un cutremur dintre cele mai puternice [26]. Acest cutremur a produs distrugeri pe o arie de circa 350 00 km² și a fost resimțit pe circa 4 000 000 km². Pe circa 75 000 km² au fost distruse toate clădirile de zidărie. Pe o arie de 25 000 km² pămîntul a suferit deformații puternice. Fisurile din pămînt au fost observate pe cîteva sute de mii de kilometri pătrați. Accelerațiile oscilațiilor produse de șocurile subterane au ajuns la 0,5 *g*. Pe alocuri s-au produs erupții de nisip și de pietriș. Unele clădiri au fost cufundate pînă la acoperiș în pămîntul moale. În urma cutremurului, rîurile și-au schimbat cursul, s-au produs cascade.

Deplasările remanente ale solului au fost atît de mari încît ele au putut fi constatate pe o suprafață mare prin măsurători geodezice. În epicentru, faliile au produs deplasări pînă la 12 m.

În regiunea muntoasă, activă din punct de vedere tectonic, a Californiei (S.U.A.), la 18 aprilie 1906 la ora 5 și 12 minute s-a produs un cutremur puternic, cunoscut sub denumirea cutremurul de la San-Francisco [26, 32, 39]. Cutremurul a fost produs de o deplasare orizontală bruscă, în lungul marii falii San-Andreas (fig. 27) și a fost resimțit pe o arie de 1 000 000 km². Pe alocuri, deplasările terenului au atins 7 m. Lungimea traseului pe care s-a produs lunecarea a fost de peste 350 km. De o parte și de alta a faliei s-a observat o atenuare rapidă a efectelor acestui cutremur, astfel că la o distanță de 50 km ele erau aproape imperceptibile. În urma cutremurului și a incendiului, orașul San-Francisco, unde conform unor date incomplete, au pierit 750 oameni și a fost distrus un mare număr de clădiri, a avut mult de suferit.

Unul dintre cutremurele cu efectele cele mai distructive din Italia a fost cel de la Messina, care s-a produs la 28 decembrie 1908 la ora 5 și 21 minute [2, 26, 32]. Cutremurul s-a produs sub fundul canalului Messina între Sicilia și Calabria și a început printr-o zguduire ușoară a solului, care a crescut timp de 10 s. După două minute s-a produs șocul cu o intensitate uriașă, care a provocat catastrofa. Apa din canalul Messina s-a ridicat și valuri uriașe de 12-14 m înălțime au năvălit asupra orașului, distrugînd construcțiile portuare, cheiul și toată partea joasă a orașului. Retrăgîndu-se, valul

*) În statul Assam, la circa 60 km de epicentrul cutremurului din anul 1897, întreprinderile de specialitate din R.P.R. (I.P.C.P. — Ploiești) au proiectat și executat o rafinărie la care au fost luate măsuri speciale de calcul și conformare antiseismică. Principiile proiectării antiseismice au fost prezentate la a 2-a Conferință mondială de seismologie inginerească de la Tokio din anul 1960, în cadrul comunicării : Aseismic Design of an oil Refinery in the State of Assam-India. Al. Cișmigiu and Em. Țițaru, Sec. World Conf. on Earthquaqe Engineering, Tokyo-July, 1960.

Fig. 26. Una din străzile orașului Tokio, înainte și după cutremurul de la 1 septembrie 1923.

a măturat cu sine resturile distrugerilor și navele sfărîmate, care au acoperit suprafața canalului. Datorită oscilațiilor solului, clădirile s-au prăbușit, acoperind străzile orașului, lăsînd doar pe alocuri căi înguste de trecere. Șinele de cale ferată au fost îndoite și rupte. Suprafața solului a suferit ridicări și coborîri. Clădirile au fost distruse în proporție de 98% și au pierit

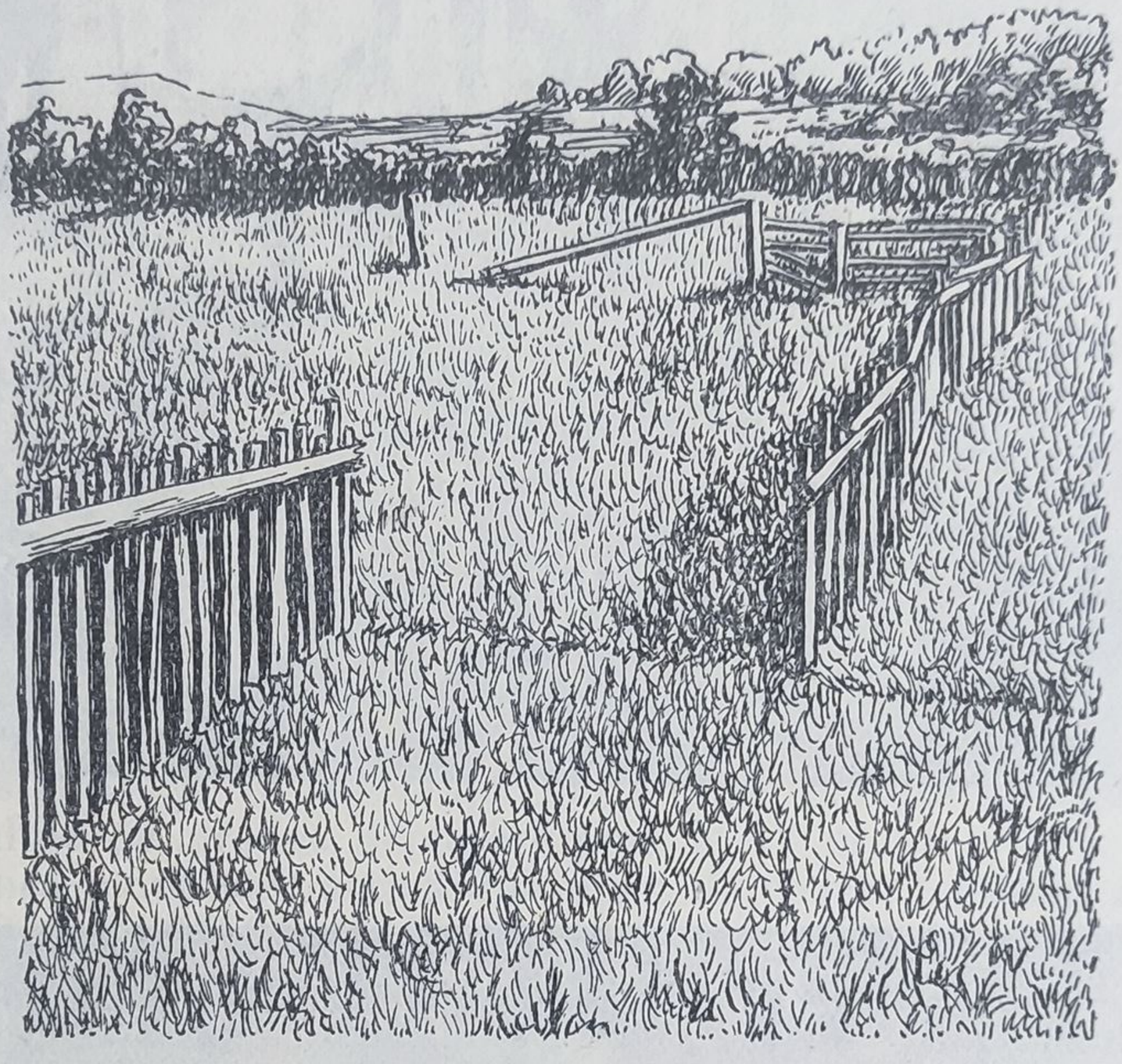


Fig. 27. Deplasarea pe orizontală a unei împrejmuiri, în urma cutremurului de la 18 aprilie 1906, din San-Francisco. Se observă cum a fost ruptă împrejmuirea datorită deplasării pe linia faliei.

circa 100 000 oameni, ceea ce se explică prin calitatea necorespunzătoare a construcțiilor și prin condițiile geologice nefavorabile. Majoritatea construcțiilor erau amplasate pe un strat aluvionar afînat și pe roci cristaline puternic dezagregate. Pereții majorității caselor erau prea subțiri, executați din pietriș cu mortar slab. Acoperișurile nu erau bine încastrate în pereți. Distrugerile au fost accentuate datorită sistematizării necorespunzătoare a orașului. Clădirile înalte se găseau prea aproape de cele joase, distrugîndu-le prin cădere. Înălțimea stratului de sfărîmături de clădiri, pe străzile înguste, ajungea la 5 m. Accelerația oscilațiilor solului a fost de 0,2 *g*.

În provinciile Hansu și Șansi din China, la 16 decembrie 1920 s-a produs un cutremur puternic care a fost resimțit pe circa 1 000 000 km² [26]. Acest cutremur a fost caracterizat prin proporțiile uriașe ale lunecărilor și surpărilor pămînturilor loessoide. Numeroase localități au fost îngropate sub aceste lunecări și surpări. Au pierit circa 100 000 oameni.

La 6 octombrie 1948, ora 1 și 12 minute, s-a produs un cutremur puternic la Așhabad [2, 4, 26]. Cutremurul s-a produs fără să fi fost anunțat de șocuri precursoare; după șocul vertical instantaneu, urmat de oscilații orizontale și mai puternice care au durat 8—10 s, în oraș s-au produs avarii importante

atît la construcțiile executate din chirpici, cît și la clădirile din zidărie de cărămidă și de beton armat. O particularitate a acestui cutremur, dintre cele mai puternice, a constat din faptul că zguduirile au avut caracterul unor oscilații elastice, nefiind însoțite de ruperea îmbrăcămintii părții carosabile a străzilor, de căderea copacilor și stîlpilor de telegraf. Rețeaua de alimentare cu apă a rămas intactă. Ruperile și fisurile din sol precum și surpările și prăbușirile din munți, s-au produs la 30 km sud-est de Așhabad, în zona distrugerilor celor mai mari, în care șocurile și oscilațiile au avut intensitatea maximă. Lățimea fisurilor a ajuns la 1 m, iar deplasarea pe verticală la 1,5 m. Zona distrugerilor cu o lungime de circa 80 km și cu o lățime de circa 10 km s-a întins de la nord-vest la sud-est.

Studiul distrugerilor, produse în jurul Așhabadului după diferite direcții, a permis determinarea distribuției intensității cutremurului și reprezentarea izoseistelor (v. fig. 11). Acest cutremur a fost urmat de un mare număr de replici. Analiza înregistrărilor șocurilor arată că focarele acestor cutremure s-au aflat la adîncimi nu prea mari, de ordinul a 20—40 km, iar epicentrele lor s-au situat în jurul orașului Așhabad, pe o suprafață cu raza de circa 30—40 km. Distrugerile mari din Așhabad s-au datorit și calității cu totul necorespunzătoare a construcțiilor. La marea majoritate a clădirilor de zidărie,

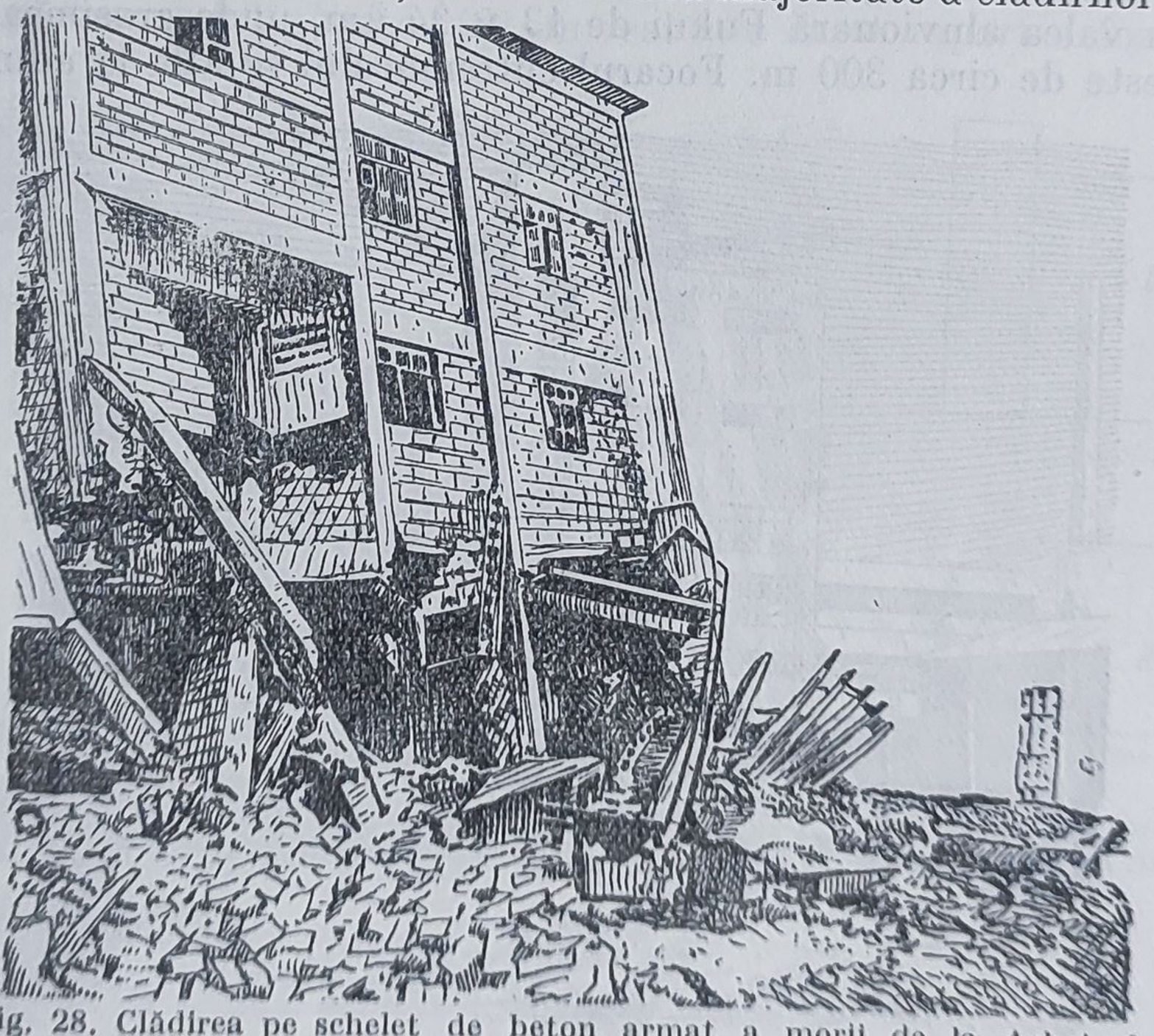


Fig. 28. Clădirea pe schelet de beton armat a morii de la Așhabad, după cutremurul din 6 octombrie 1948.

aderiunea normală dintre mortar și cărămidă era foarte slabă. La unele clădiri din beton armat, pe lîngă calitatea nesatisfăcătoare a betonului, elementele de construcție portante au fost dimensionate nesatisfăcător. Astfel se explică distrugerea clădirilor de beton armat ale combinatului pentru prelucrarea cărnii și a clădirii morii (fig. 28).

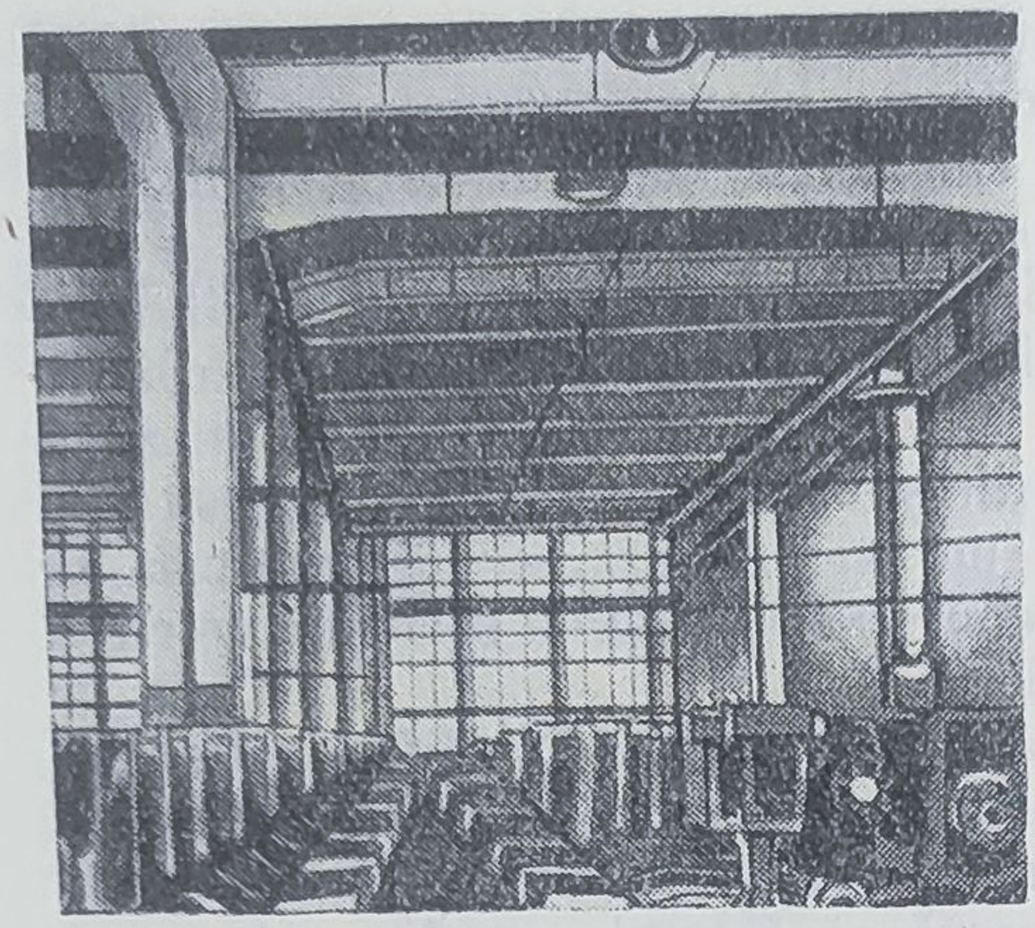


Fig. 29. Clădirea pe schelet de beton armat a fabricii textile „F. E. Dzerjinski“ din Așhabad după cutremurul din 6 octombrie 1948.

Cutremurele de mare intensitate nu prezintă pericol pentru clădirile bine executate din materiale de calitate corespunzătoare. Astfel, de exemplu, clădirea din beton armat a Fabricii de sticlă (fig. 30), clădirea de beton armat a Combinatului textil „F. E. Dzerjinski“ (fig. 29), clădirea din zidărie de cărămidă a căminului din strada Șevcenko (fig. 31), precum și alte clădiri și construcții, care nu au fost avariate în timpul acestui cutremur, bine executate și calculate corect, s-au comportat mulțumitor.

În nord-estul prefecturii Fukui (Japonia) la 28 iunie 1948, la ora 5 și 13 minute, s-a produs un cutremur puternic [40]. Zona acestui cutremur se afla la 320 km la nord și la vest de Tokio. Distrugerile cele mai mari s-au observat în valea aluvionară Fukui de 13 × 24 km, unde grosimea stratului aluvionar este de circa 300 m. Focarul cutremurului se afla la adîncimea de

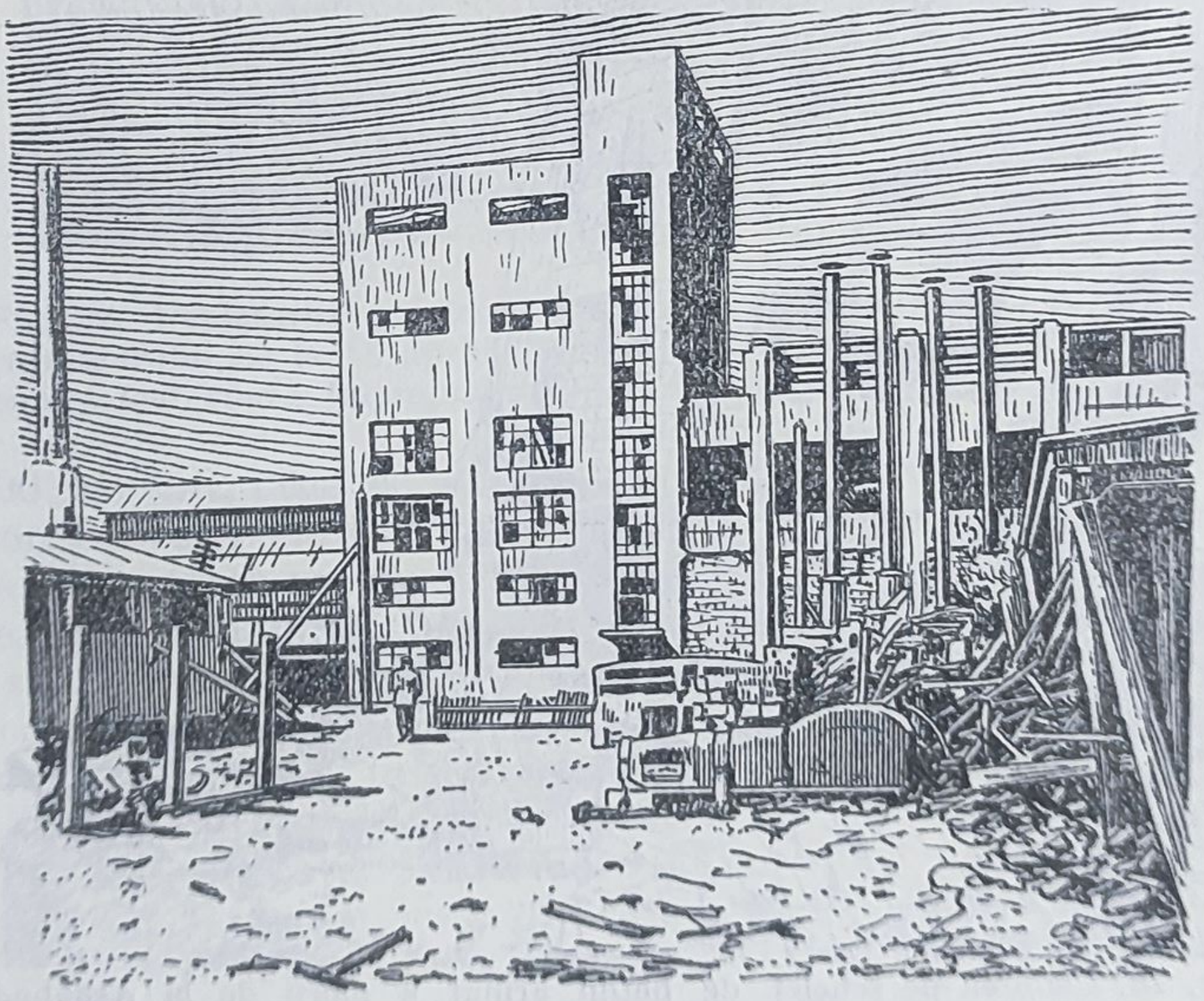


Fig. 30. Clădirea pe schelet de beton armat a fabricii de sticlă din Așhabad, după cutremurul de la 6 octombrie 1948.

circa 15 km. După părerea unor savanți japonezi, accelerația maximă a oscilațiilor orizontale ale solului a fost de circa 0,6 g. Acest cutremur a distrus 35 437 construcții, provocînd moartea a 5 268 oameni.

În orașul Fukui au fost construite 47 clădiri pe schelet de beton armat. Toate aceste clădiri, cu excepția uneia singure, s-au comportat bine la cutremur. A fost distrusă clădirea cu 6 niveluri pe schelet de beton armat a magazinului universal Daiwa (fig. 32). După părerea savanților japonezi [40], cauzele principale ale distrugerii acestei clădiri au fost următoarele : calculul la încărcări seismice s-a făcut printr-o metodă de calcul necorespunzătoare, iar alcătuirea nodurilor cadrelor scheletului, a fost defectuoasă. Clădirea, alcătuită din trei părți, cu rigidități diferite, a fost executată pe un teren slab, care a necesitat fundarea pe piloți. Conform calculului, distribuția încărcării între partea a doua și a treia a clădirii, s-a luat în raportul de 2,8 : 1. După părerea lui T. Naito [40], în realitate acest raport a fost 0,87 : 1. Cu

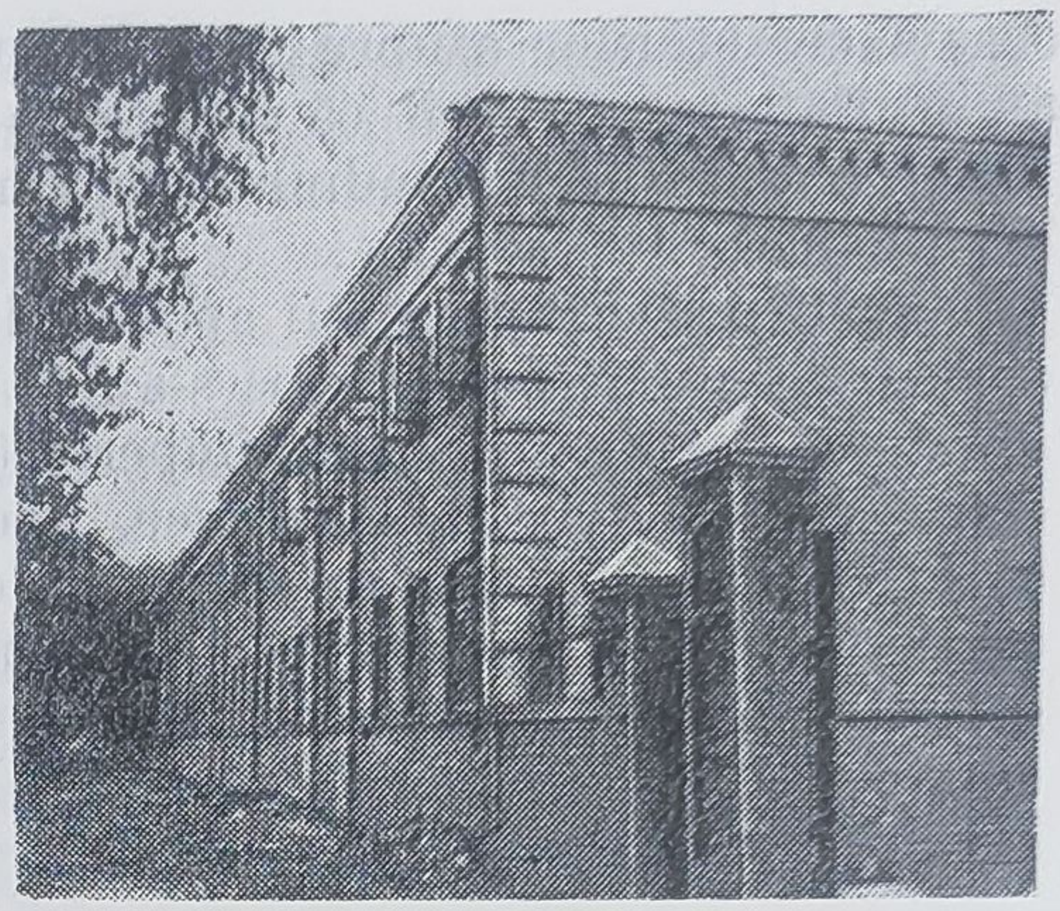
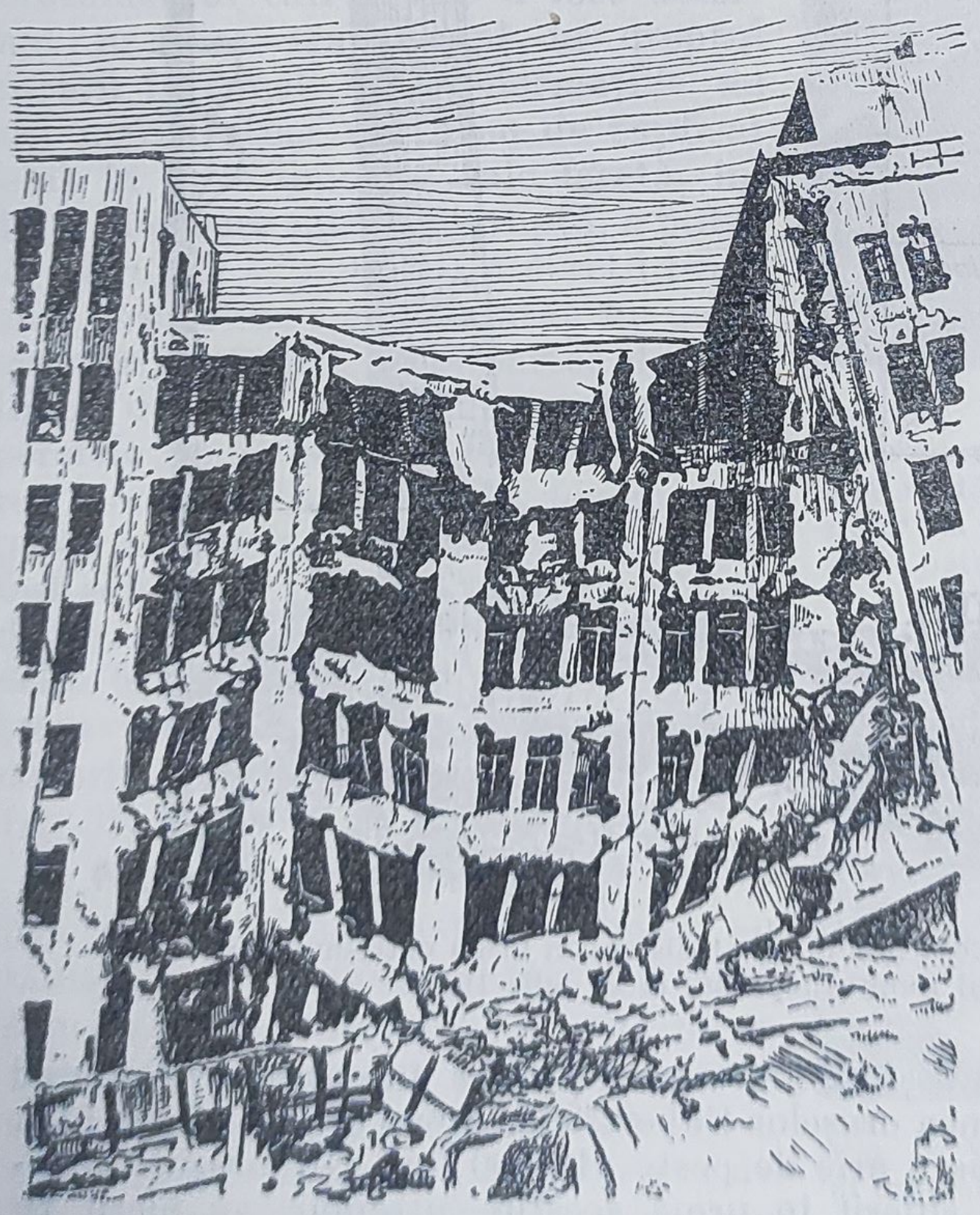


Fig. 31. Clădirea de locuit din zidărie de cărămidă de pe strada Șevcenko din Așhabad, după cutremurul de la 6 octombrie 1948.



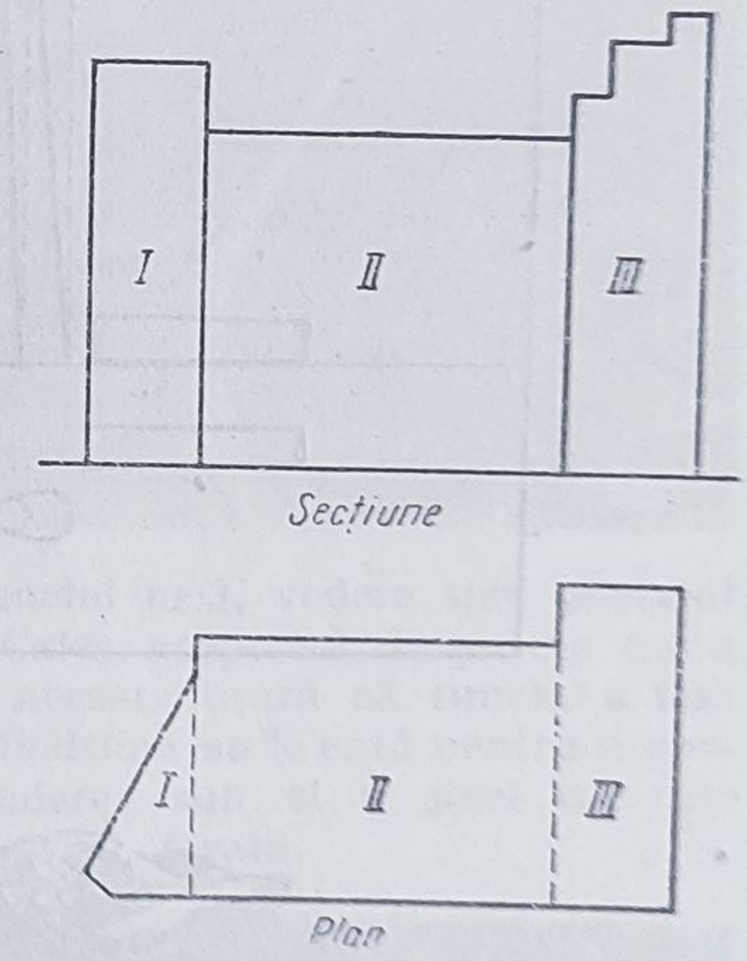


Fig. 32 a. Planul și secțiunea clădirii din fig. 32.

Fig. 32. Clădirea pe schelet de beton armat a magazinului universal Daiwa din orașul Fukui (Japonia) după cutremurul din 28 iulie 1948.

ocazia cercetărilor asupra cauzelor prăbușirii acestei clădiri, pe lîngă erorile amintite, s-a constatat că rezistența betonului era mult mai mică decît cea inițială, datorită incendiului pe care această clădire l-a suferit în timpul războiului.

În urma cutremurului au fost distruse peste 40 coșuri de fum din beton armat. La numeroase coșuri s-au prăbușit porțiunile lor superioare (fig. 33); acest fapt se explică prin imperfecțiile metodei folosite în calculul acestor construcții la solicitări seismice. Acest mod de rupere se datorește faptului că la construcții flexibile cum sînt coșurile de fum, în timpul cutremurului se pot produce eforturi mari, corespunzătoare formei a doua sau a treia a oscilațiilor proprii. Adeseori, forma a doua a oscilațiilor produce în treimea superioară a construcțiilor flexibile eforturi mult mai mari decît cele care rezultă din calculul static.

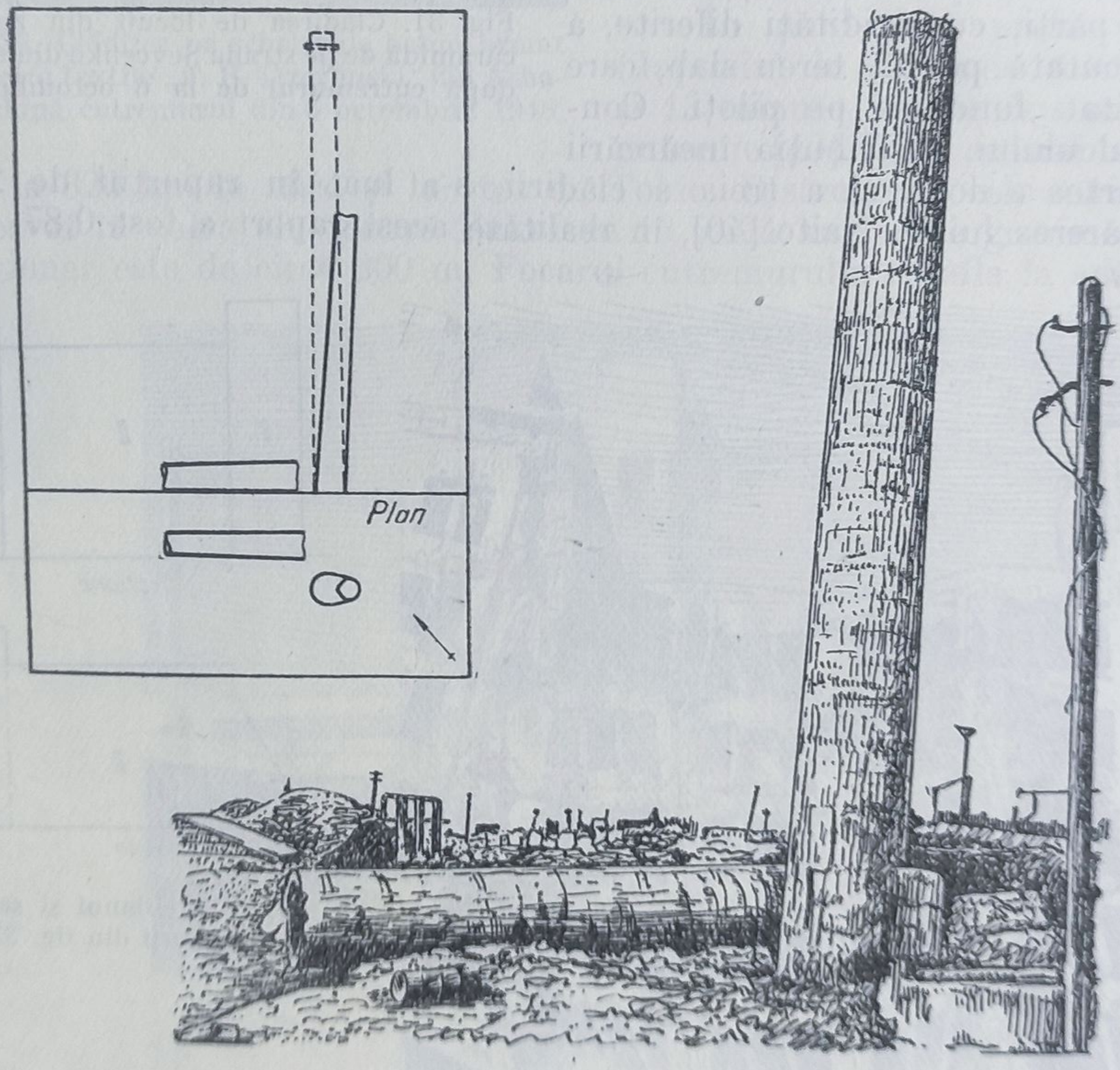


Fig. 33. Coșul de fum din beton armat distrus în urma cutremurului din orașul Fukui (Japonia) la 28 iulie 1948.

La 21 iunie 1952, la ora 3 și 52 minute s-a produs un cutremur puternic în California de sud, în regiunea orașelor Bakersfield, Arvin și Tehachapy [33]. Cutremurul a fost resimțit pe o arie de peste 410 000 km². În orașul Tehachapy, care a avut mult de suferit în urma acestui cutremur, au pierit 10

oameni și au fost răniți 2. La 22 august 1952, la ora 14 și 41 minute, în aceeași regiune, s-a produs un al doilea cutremur în urma căruia, în orașul Bakersfield, care a avut cel mai mult de suferit, au pierit 2 oameni și au fost răniți 35.

Ambele cutremure au constituit o verificare în condiții reale a măsurilor aplicate în California pentru asigurarea rezistenței la cutremur a clădirilor. Din totalul clădirilor cercetate, executate din zidărie de cărămidă nearmată, 78% au fost distruse și avariate, în timp ce din totalul clădirilor cu pereți din blocuri de beton cu goluri, armați pe direcție orizontală și verticală, 92% nu au suferit avarii.

Cauza degradării mai mari a clădirilor în timpul celui de al doilea cutremur a constituit-o acumularea deformațiilor în intervalul de timp dintre cele două cutremure, deoarece în acest interval s-au produs 20 șocuri cu intensitatea de peste 5 după scara Gutenberg-Richter, precum și sute de șocuri mai slabe.

În zona intensității maxime a cutremurului se aflau cîteva tunele ale căii ferate Pacific. Avarii importante s-au constatat la patru tunele. Șinele de cale ferată au fost deformate în multe puncte, iar terasamentul propriu-zis, pe alocuri, s-a scufundat, iar în altele s-a ridicat. La unul din tunele terasamentul căii ferate a fost deformat în sens transversal în dreptul intrării în tunel. Aici deformațiile au fost mari, totuși era greu de explicat felul în care linia de cale ferată, îndoită, dar care nu fusese ruptă, a putut să pătrundă sub unul din pereții tunelului, așa cum s-a constatat în urma săpăturilor făcute pe la partea de sus. Linia de cale ferată nu străpunsese peretele tunelului (fig. 34). După părerea cercetătorilor [33] acest fenomen se poate explica prin faptul că tunelul a fost ridicat pentru un timp scurt față de terasamentul căii ferate, în timp ce calea ferată a fost deformată în sens transversal. Apoi, peretele tunelului a coborît, venind în poziția indicată în fig. 35.

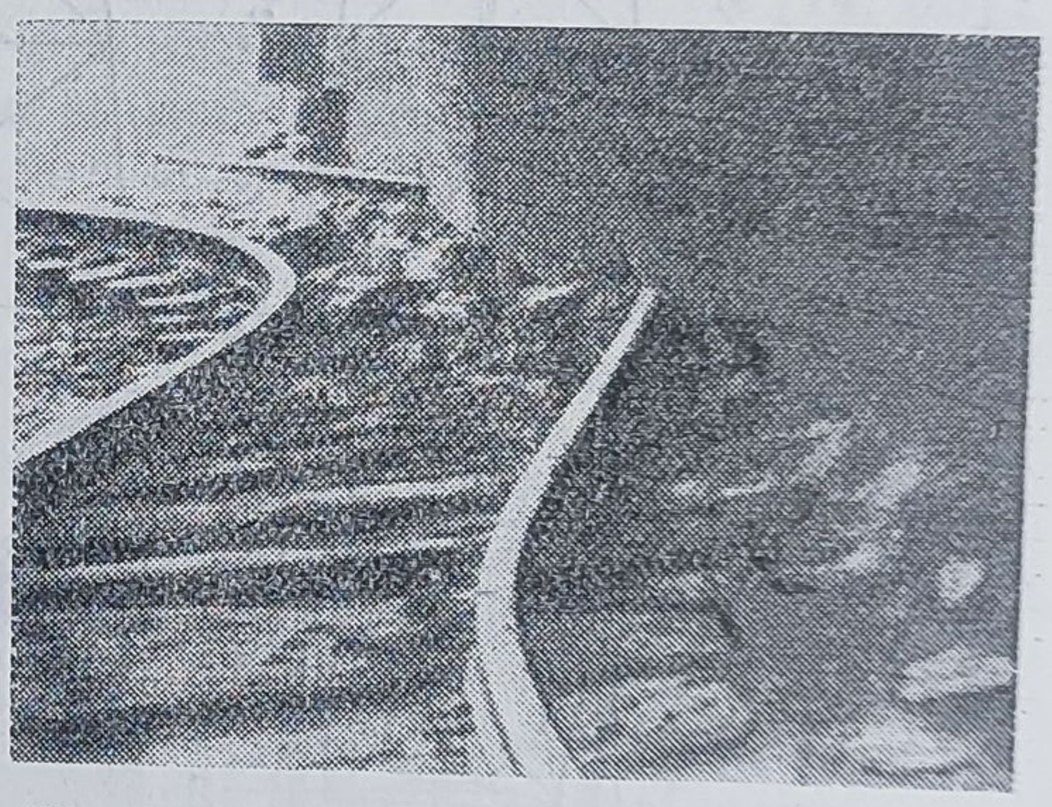


Fig. 34. Tunelul nr.3, vedere spre portalul răsăritean. Calea acoperită de perete nu a fost ruptă; aceasta arată că tunelul a fost ridicat la o înălțime suficientă pentru a permite pătrunderea sub el a șinei de cale ferată.

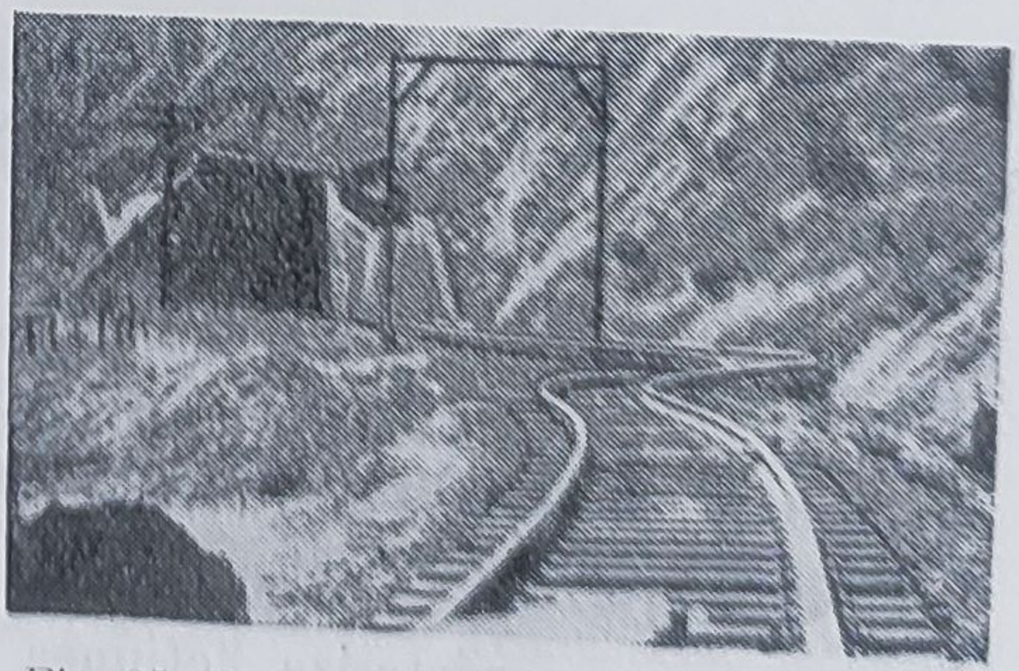


Fig. 35. Vedere dinspre portalul răsăritean al tunelului nr. 3. În fund se vede tunelul nr. 4.

Numeroase castele de apă, metalice, calculate la solicitări seismice, au rămas intacte; unele dintre ele însă s-au prăbușit. Castelul de apă de la Bakersfield, calculat pe baza teoriei statice, cu coeficientul seismic 0,12, s-a prăbușit. Înălțimea stîlpilor era de 30 m, iar diametrul rezervorului cu

o capacitate de 380 m³, era de 7,2 m. Turnul castelului de apă era alcătuit din 3 panouri. Guseele de la noduri au fost rupte, iar buloanele au fost forfecate. Rezervorul a fost răsturnat și a căzut aproximativ în dreptul fundațiilor. Un alt castel de apă, care a fost proiectat fără să se țină seama de solicitările seismice, a fost distrus într-un mod analog; rezervorul s-a răsturnat

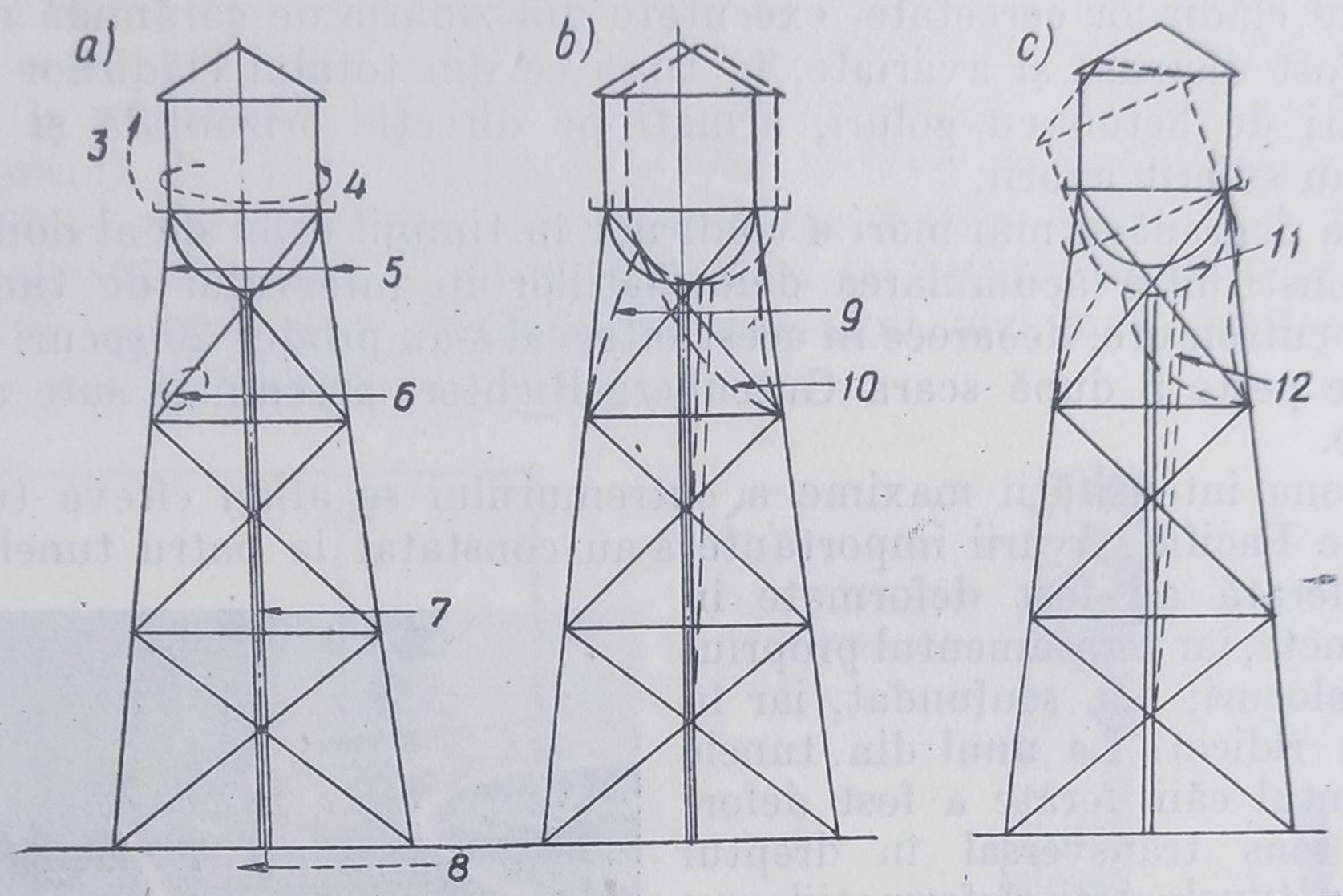


Fig. 36. Schema distrugerii unui castel de apă. Succesiunea posibilă a distrugerii castelului de apă executat pe patru stîlpi, calculat la încărcarea dată de vînt: *a*, *b*, *c*, *d* — respectiv — etapele 1, 2, 3, și 4 ale distrugerii castelului de apă.

și a căzut pe sol, cu fundul în sus. Cauza căderii rezervorului a constituit-o ruperea unui mare număr de bare și forfecarea buloanelor de ancorare. În ambele cazuri, fundațiile nu au suferit degradări. În fig. 36 se arată schema succesiunii posibile a prăbușirii castelului de apă rezemat pe patru stîlpi și calculat numai la încărcarea dată de vînt, fără să se țină seama de solicitările seismice.

Pentru a caracteriza acțiunea cutremurelor asupra construcțiilor subterane, în cele ce urmează se dau cîteva date asupra comportării unui tunel de cale ferată în timpul cutremurului din Japonia, în partea de nord a Idu,

din 1931 [31, 63]. În momentul în care s-a produs cutremurul, tunelul, cu o lungime totală de 7 295 m, nu fusese încă executat decît pe o lungime de circa 915 m. Traseul tunelului era orientat după direcția est-vest și era intersectat de patru falii orientate după direcția nord-sud. Pe direcția a trei falii s-au constatat deplasări neglijabile, care au produs fisuri nu prea mari în pereții tunelului și o lunecare, de asemenea nu prea mare, a bazei acestuia. Pe direcția celei de-a patra falii, care era o continuare a faliei principale ce devenise vizibilă pe suprafața solului, deplasările au fost foarte mari. Aceste deplasări au fost deosebit de importante în terenul mîlos saturat cu apă, care se afla pe traseul tunelului, unde deplasarea orizontală a fost de circa 2,5 m. Observațiile făcute într-o perioadă îndelungată au arătat că deplasările erau de ordinul a 0,001 mm/zi. Intersectarea de către construcțiile subterane a unor falii active și prezența unor terenuri slabe poate atrage după sine avarii importante și chiar distrugeri.

Într-un alt caz, minerii, care în timpul cutremurului se găseau în mină, au ignorat complet cutremurul care se produsese la suprafață. În revista „Mining and Metallurgy“ nr. 1, 1932. J. Wynne, arată următoarele [14, 39]:

„Cutremurul s-a produs în mină într-o zi de sărbătoare și doar un număr mic de oameni, care lucrau la betonarea stației de pompe, se afla în acest timp în subteran. Îndată ce am fost în stare să ajung la mină, acești oameni au fost aduși la suprafață. Ei au fost surprinși aflînd de cutremurul care avusese loc. Ei nu au simțit nici un fel de oscilații. Centrala electrică de la suprafață încă nu funcționa. Coșul de fum de 25 m înălțime, care, după cum puteam s-o constat eu însumi, oscila, a fost despicat de sus pînă jos. La o distanță mai mică de 1/2 km s-au surpat mii de tone de minereu. În urma cercetărilor ulterioare am constatat că construcțiile subterane nu suferiseră nici un fel de degradări, cu toate că minele deschise la nivelul solului ocupau o suprafață vastă“.

Se pare că în acest caz, în zona minelor nu existau falii și așa cum se observă în mod obișnuit, oscilațiile din straturile situate în profunzime, au fost neglijabile.

BIBLIOGRAFIE LA CAPITOLUL I

1. В. В. Белоусов и М. В. Гзовский, Тектонические условия и механизм возникновения землетрясений. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1954, № 25/152.
2. В. Ф. Бончковский, Землетрясения и методы их изучения. Издание Академии наук СССР, 1949.
3. В. А. Быховский, О сейсмических шкалах. Труды Сейсмологического института Академии наук СССР, 1936, № 73.
4. В. А. Быховский и др. (ЦНИПС), Исследования сейсмостойкости зданий и сооружений, Госстройиздат, 1956.
5. В. А. Быховский (ЦНИИСК АСиА СССР), Изменения сейсмического районирования СССР и балльности отдельных пунктов, в сб. «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений», Госстройиздат, 1960.
6. Г. П. Горшков, О новой карте сейсмического районирования территории СССР. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1948, № 1/128.
7. Г. П. Горшков, Землетрясения на территории Советского Союза, Географгиз, 1949.
8. Г. П. Горшков, Строение земного шара, Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1958.
9. Г. П. Горшков и Г. А. Шенкарева, О корреляции сейсмических шкал. Труды Института физики Земли Академии наук СССР, 1958, № 1/168.

10. И. Е. Губин, О некоторых вопросах сейсмического районирования. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1954, № 25/152.
11. Б. Гутенберги К. Рихтер, Сейсмичность земли (перевод с английского), Государственное издательство иностранной литературы, 1948.
12. И. Л. Корчинский, Расчет сооружений на сейсмические воздействия (Научное сообщение ЦНИПС, вып. 14), Госстройиздат, 1954.
13. И. Л. Корчинский (НТО строительной промышленности), Сейсмические нагрузки на здания и сооружения, Госстройиздат, 1959.
14. Я. Я. Кресков, Динамика сейсмостойких сооружений, ОНТИ, 1935.
15. Н. А. Линден и Н. В. Райко, О землетрясении 20 февраля 1933 г. в Баффиновом заливе и распространении сейсмических очагов в Арктике. Труды Сейсмологического института Академии наук СССР, 1935 № 61.
16. С. В. Медведев, Оценка сейсмической балльности в зависимости от грунтовых условий. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1952, № 14/141.
17. С. В. Медведев, О новой сейсмической шкале. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1953, № 21/148.
18. С. В. Медведев (НТО строительной промышленности), Спектры действия сейсмических колебаний и сейсмическое районирование территории СССР, Госстройиздат, 1957.
19. С. В. Медведев, Карта сейсмического районирования территории СССР 1957 г, Труды Института физики Земли Академии наук СССР, 1958, № 1/168.
20. А. Г. Назаров, О сейсмическом районировании. Известия Академии наук Армянской ССР, 1954, том VII, № 1.
21. А. Г. Назаров, О новой сейсмической шкале. Известия Академии наук Армянской ССР, 1954, том VII, № 3.
22. В. Н. Насонов, В. А. Быховский, Ш. А. Джабуа, С. Ю. Дузинкевич, И. Л. Корчинский, С. Поляков, В. А. Степанян, Пути снижения стоимости промышленных зданий, возводимых в сейсмических районах, «Промышленное строительство», 1959, № 8.
23. Б. А. Петрушевский (НТО строительной промышленности), Геологические основания сейсмического районирования, Госстройздат, 1957.
24. С. В. Пучков, Об основах комплексного метода сейсмического районирования, Известия Академии наук СССР, серия геофизическая, 1958, № 1.
25. Е. Ф. Саваренский, Сейсмичность СССР, итоги и перспективы ее изучения. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1954, № 25/152.
26. Е. Ф. Саваренский и Д. П. Кирнос, Элементы сейсмологии и сейсмометрии, Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955.
27. Е. Ф. Саваренский, Проблема цунами, «Бюллетень Совета по сейсмологии Академии наук СССР», 1956, № 2.
28. Е. Ф. Саваренский и Н. А. Введенская (НТО строительной промышленности), Изучение сейсмичности территории СССР. Строительство в сейсмических районах, Госстройиздат, 1957.
29. А. Н. Сафарян (НТО строительной промышленности), сейсмическое районирование, Госстройиздат, 1957.
30. А. Н. Сафарян, О методике сейсмического районирования и микрорайонирования. Труды Института строительного дела Академии наук Грузинской ССР, 1957, том VI.
31. К. Сюэхиро. Инженерная сейсмология (перевод с английского), Издательство «Экономическая жизнь», 1935.
32. В. О. Цшохер и В. А. Быховский, Антисейсмическое строительство, Центральная строительная библиотека и редакция журнала «Наше строительство», 1937.
33. К. Штейнбругге и Д. Моран, Инженерный анализ последствий землетрясений 1952 г. в Южной Калифорнии (перевод с английского), Госстройиздат, 1957.
34. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8—57).
35. M. A. Biot, A mechanical Analyzer for the Prediction of Earthquake Stresses. Bul. Seis. Soc. Amer., Vol. 31 No 2, 1941.
36. M. A. Biot, Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology, Transactions ASCE, Vol. 108, 1943.

37. P. Byerly, Seismology, New York, Prentice-Hall. Inc., 1942.
38. Earthquake Investigation in California, 1934—1935, Special Publication No 201.
39. J. R. Freeman, Earthquake Damage and Earthquake Insurance, New York and London, 1932.
40. The Fukui Earthquake, Hokuriku Region, Japan, 28 June, 1948, Tokyo, 1949.
41. B. Gutenberg, Handbuch der Geophysik, Bd. IV.
42. B. Gutenberg, Periods of the Ground in Southern California Earthquakes, Earthquake Investigations in California, 1934—1935, Special Publication No 201.
43. G. W. Housner, Characteristics of Strong-motion Earthquakes, Bull. Seism. Soc. Amer., Vol. 37, No 1, 1947.
44. G W. Housner, Spectrum Intensities of Strong-motion Earthquakes, Earthquakes and Blast Effects on Structures, Los Angeles, 1952.
45. A. Imamura, Earth Vibrations Induced in Some Localities at the Arrival of Seismic Waves, Bulletin of the Earthquake Research Inst. Tokyo, Vol. VII. 1929.
46. M. Ishimoto, Observations Accélérometriques des secousses seismiques dans les villes de Tokyo et Iokohama (premier rapport), Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol. XII. 1934.
47. K. Kanai, T. Suzuki, Relation between the Property of Building Vibration and the Nature of Ground, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol. XXXI, part 4, 1953; Vol. XXXIII, part 1, 1955.
48. K. Kanai, T. Suzuki, S. Yoshizawa, Relation between the Property of Building Vibration and the Nature ef Ground, Buletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol. XXXIV, Part. I, 1956.
49. K. Kanai, Semi-empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, Vol. XXXV, 1957.
50. D. Kikuchi, Recent Seismological Investigations, Publication of the Earthquake Investigation Committee in Foreign Languages, 19, Tokyo, 1904.
51. R. Kőhler, Eigenschwingungen des Untergrundes, ihre Anregung und ihre seismische Bedeutung Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Gőttingen, Math — Phys. Klasse, Fachgruppe II, Neue Folge, Bd. I. No. 2, 1934.
52. Lateral Forces of Earthquake and Wind, Proc. Amer. Soc, Civ. Eng., Vol. 77, Separate No. 66, April, 1951.
53. F. Omori, Observations of Earthquakes at Hitotsubashi, 1900, Publications of the Earthquake Investigation Committee in Foreign Languages, 13, 1933.
54. F. Omori, Tilting of the Ground during a Storm. Bulletin of the Imperial Earthquake Investigation Committee, I. Tokyo, 1907.
54a. F. Omori and S. Sekiya, Effect of Depth on Amplitude, Journ, Colt. Sci. Imp. Univ. Tokyo, Vol. 4.
55. Reports of the Imperial Earthquake Investigation Committee, No 100, C. parts I, II: No 100 D. Tokyo, 1926.
56. T. Saito and M. Suzuki, On the Upper Surface and Underground Seismic Disturbances at the Down-Town in Tokyo, Bulletin of the Earthquake, Institute, Tokyo, Vol. XII, 1934.
57. K. Sezawa, On the Decay of the Waves in Visco-Elastic Solid Bodies, Bulletin of the Earthquake Ressearch Institute, Tokyo, Vol. III, 1947.
58. K. Sezawa and G. Nishimura, Dispersion of a Shock in Echoing and Dispersive Elastic Bodies, Bulletin of the Earthquake Research Institute, Tokyo, vol. VIII. 1930.
59. K. Sezawa, Possibility of the Free Oscilations of the Surface Layer Excited by the Seismic Waves. Bulletin of the Earthquake Research Inst., Tokyo, Vol. VIII, 1930.
60. K. Sezawa and K. Kanai, Possibility of the Free Oscillations of the Surface Layer Excited by the Seismic Waves, Part III, Bulletin of the Earthquake Research Inst., Tokyo, Vol. X, 1932.
61. A. Sieberg, Die Erdbebenkunde, Wien, 1926.
62. K. Suyehiro, A Seismic Vibration Analyzer and the Records Obtained Therewith, Bulletin of the Earthquake Research Inst., Tokyo, Vol. I, 1926.
63. K. Suyehiro, Engineering Seismology, ASCE, Vol. 58 No 4, 1932.

CAPITOLUL II

ÎNCĂRCĂRILE SEISMICE

1. TEORIA STATICĂ DE CALCUL

Deplasările solului produse de cutremur au un caracter atît de complex, încît nu pot fi exprimate prin forme analitice precise și de aceea unii autori le numesc „dezordonate".

Complexitatea fenomenului, durata sa scurtă (de ordinul secundelor) și frecvența relativ redusă, au îngreuiat cercetarea acestei probleme și elaborarea unei teorii bine fundamentate a calculului construcțiilor la solicitări seismice. De aceea, pînă în ultimul timp, în toate țările, pentru calculul clădirilor și al altor tipuri de construcții, la solicitări seismice, s-a aplicat teoria statică, propusă de savantul japonez F. Omori [83]. Conform acestei teorii, construcțiile se tratează ca niște corpuri absolut rigide, care în timpul cutremurului, se deplasează împreună cu terenul; totodată, se admite că ele nu suferă deplasări de rotație. În consecință, accelerațiile care se nasc în construcții, sînt egale cu accelerațiile de pe suprafața solului, iar forțele de inerție din orice element al construcției, sînt egale cu masa lor (m) înmulțită cu accelerația de pe suprafața solului (j), adică

$$S = jm. \tag{1}$$

Ținînd seama că

$$m = \frac{Q}{g}$$

unde Q este greutatea elementului de construcție;
g — accelerația gravitației
și notînd prin K_s raportul dintre j și g, se obține formula cunoscută

$$S = K_s Q. \tag{2}$$

În această expresie K_s poartă denumirea de coeficient seismic și caracterizează intensitatea cutremurului, iar valoarea sa se stabilește în raport cu seismicitatea regiunii respective. În normele U.R.S.S. valorile coeficientului seismic sînt 0,1; 0,05 și 0,025.

Imperfecțiunile unei astfel de metode de determinare a forțelor seismice, a cărei aplicare a avut adeseori consecințe grave, au devenit de multă vreme evidente ca și necesitatea de a i se aduce îmbunătățiri.

În unele norme, de exemplu în cele care au fost în vigoare în U.R.S.S. pînă în anul 1958 (P. S. P. 101-51), acest lucru s-a făcut prin introducerea în formula (2) a factorului α, expresia forței S devenind astfel

$$S = \alpha K_s Q. \tag{3}$$

În alte țări, de exemplu în America, nu s-au introdus nici un fel de factori suplimentari (α), dar a fost modificată valoarea coeficientului seismic, ceea ce în fond este același lucru. În cele ce urmează, pentru evitarea oricăror confuzii, coeficientul adoptat în normele străine (corespunzător produsului αK_s din normele U.R.S.S.) este notat cu litera C.

În normele americane, ca și în alte numeroase norme străine, coeficientul C este constant pentru întreg teritoriul țării, stabilindu-se în raport cu natura terenului. În normele U.R.S.S., influența terenului se introduce în calcul prin modificarea gradului de seismicitate al regiunii (și în consecință și a coeficientului K_s) în cazurile în care rezistența sau umiditatea terenului diferă sensibil de valorile medii.

Valorile coeficientului α din P.S.P. 101-51 variază de la 1 pînă la 5 și în consecință, produsul αK_s are valori de la 0,025 pînă la 0,5.

În diferitele norme americane, coeficientul seismic C, are diferite valori, cuprinse în intervalul de la 0,02 la 1.

Trebuie menționat că valorile maxime ale produsului αK_s din normele U.R.S.S. și ale coeficientului C din normele S.U.A., se referă numai la elementele nu prea mari de clădiri și de aceea, nu caracterizează construcțiile în ansamblu. Neglijînd valorile particulare, produsele αK_s pot avea valori cuprinse în intervalul 0,025—0,2, iar coeficientul C respectiv 0,02—0,2.

În normele din Japonia, adoptate în anul 1955, coeficienții seismici se stabilesc în raport cu tipul și înălțimea construcției, natura terenului și regiunea în care se execută lucrările de construcție, variind în intervalul 0,096—0,24. Conform normelor japoneze mai vechi, valorile acestor coeficienți puteau să ajungă pînă la 0,4.

Cu toate corecțiile amintite, aduse teoriei statice de calcul la solicitări seismice, aceasta nu a permis determinarea nici măcar cu aproximație a distribuției efective a eforturilor care se nasc în clădiri în timpul cutremurului; a fost necesar să se adopte premize noi de calcul, bazate pe luarea în considerație a proprietăților elastice ale construcțiilor și a oscilațiilor lor.

2. METODELE DINAMICE DE CALCUL

Pentru a analiza particularitățile solicitării seismice asupra construcției, vom examina problema oscilațiilor unui sistem cu un singur grad de libertate, sub acțiunea deplasării secțiunii sale de la bază (fig. 37).

Ecuația oscilațiilor unui astfel de sistem, ținînd seama de amortizare*) este de forma:

$$m \frac{d^2(y_0 + y)}{dt^2} + i\varkappa y + ky = 0 \qquad (4)$$

*) Pentru a ține seama de forțele de amortizare, în lucrarea de față a fost admisă o ipoteză diferită întrucîtva de ipoteza E.S. Sorokin (v. bibliografia la cap. IV) [35 și 36]. După cum se știe, ipoteza lui E. S. Sorokin constă din următoarele trei premize: 1) forța rezistentă nu depinde de viteză ci numai de mărimea deformației; 2) această forță este decalată în timp cu 90° în comparație cu faza deformației; 3) valoarea maximă a forței rezistente este proporțională cu forța elastică. Primele două premize au fost păstrate, renunțîndu-se la cea de-a treia. Fundamentarea acestei ipoteze este dată în cap. IV.

sau

$$m\ddot{y} + ixy + ky = -m\ddot{y}_0, \tag{5}$$

unde y_0 este deplasarea secțiunii de la bază, fiind o funcție de timp, adică $y_0(t)$;
y — săgeata sistemului;
x — un coeficient care caracterizează amortizarea;
k — coeficientul de rigiditate al sistemului.

Din ecuația (5) se vede că efectuarea calculului dinamic al construcțiilor la solicitări seismice, necesită cunoașterea legilor de deplasare a terenului de fundație în timpul cutremurului, adică cunoașterea funcției $y_0(t)$ sau $\ddot{y}_0(t)$.

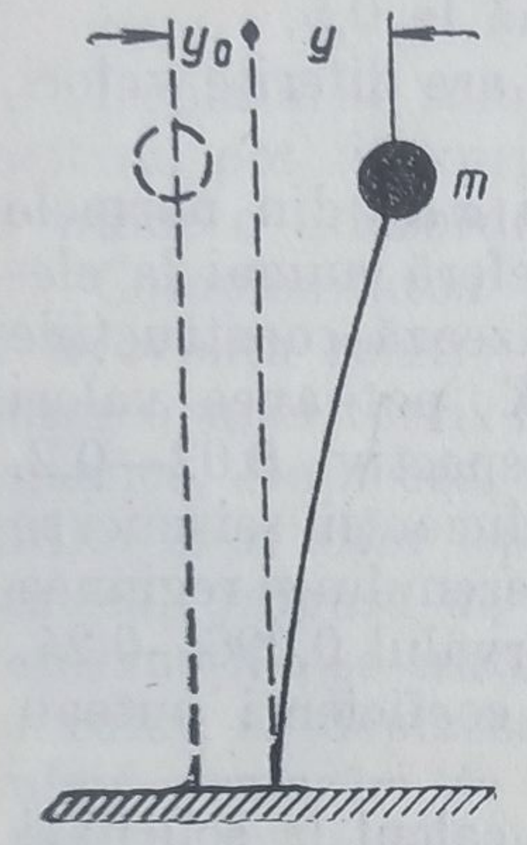


Fig. 37. Schema de calcul a sistemului cu un singur grad de libertate.

Prima propunere concretă, privind trecerea la metoda dinamică de calcul, făcută în U.R.S.S., a fost propunerea lui K. S. Zavriev și A. G. Nazarov. În anul 1931[19] acești autori au propus ca deplasările seismice ale terenului să fie tratate ca oscilații armonice neamortizate, care se produc inițial după o cosinusoidă, adică la care în momentul inițial terenul capătă o deplasare oarecare, iar viteza este egală cu zero. În consecință, funcția $\ddot{y}_0(t)$ s-a luat sub forma

$$\ddot{y}_0(t) = -a_0\omega^2 \cos \omega t, \tag{6}$$

soluția ecuației (5) în care s-a neglijat amortizarea în construcție, deci în care s-a luat $x = 0$, fiind:

$$y = \frac{a_0 p^2}{p^2 - \omega^2}\left[\cos \omega t - \left(\frac{\omega}{p}\right)^2 \cos pt\right], \tag{7}$$

unde a_0 este amplitudinea oscilațiilor suprafeței terenului;
ω — frecvența oscilațiilor suprafeței terenului.

Cu toate că la timpul ei propunerea lui K. S. Zavriev și A. G. Nazarov constituia fără îndoială un pas înainte, ea a întîmpinat o puternică opoziție, în special cu privire la legea inițială a oscilațiilor. Discuțiile începute atunci nu au dus la nici un rezultat și metodele practice de calcul au rămas cele anterioare, adică cele bazate pe teoria statică.

Cercetările efectuate în Statele Unite ale Americii, au fost publicate în lucrările lui M. A. Biot [68, 69], G. V. Housner, R. R. Martel și John L. Alford [78] etc. Ținînd seama de caracterul complex al mișcării terenului pe timpul cutremurului și căutînd să ocolească dificultățile legate de formularea matematică a acestei mișcări, M. A. Biot a elaborat o metodă experimentală de cercetare pe modele, a efectului dinamic al cutremurului. Această metodă constă din următoarele: pe o platformă vibrantă, căreia i se imprimă o mișcare corespunzătoare oscilațiilor solului în timpul cutremurului, se montează pendule cu frecvențe diferite, care modelează construcția reală; datorită deplasărilor platformei, toți pendulii încep să oscileze, deplasările și accelerațiile lor maxime putînd fi măsurate. În modul acesta, fiecare cutremur înregistrat poate fi analizat pe cale experimentală, stabilindu-se efectul

maxim pe care îl poate avea asupra unui model simplificat al construcției, în funcție de frecvența oscilațiilor sale proprii. Această relație poate fi exprimată grafic în coordonatele „perioada oscilațiilor proprii — accelerația maximă", ale modelului (pendulului) respectiv și poartă denumirea de funcție spectrală (fig. 38).

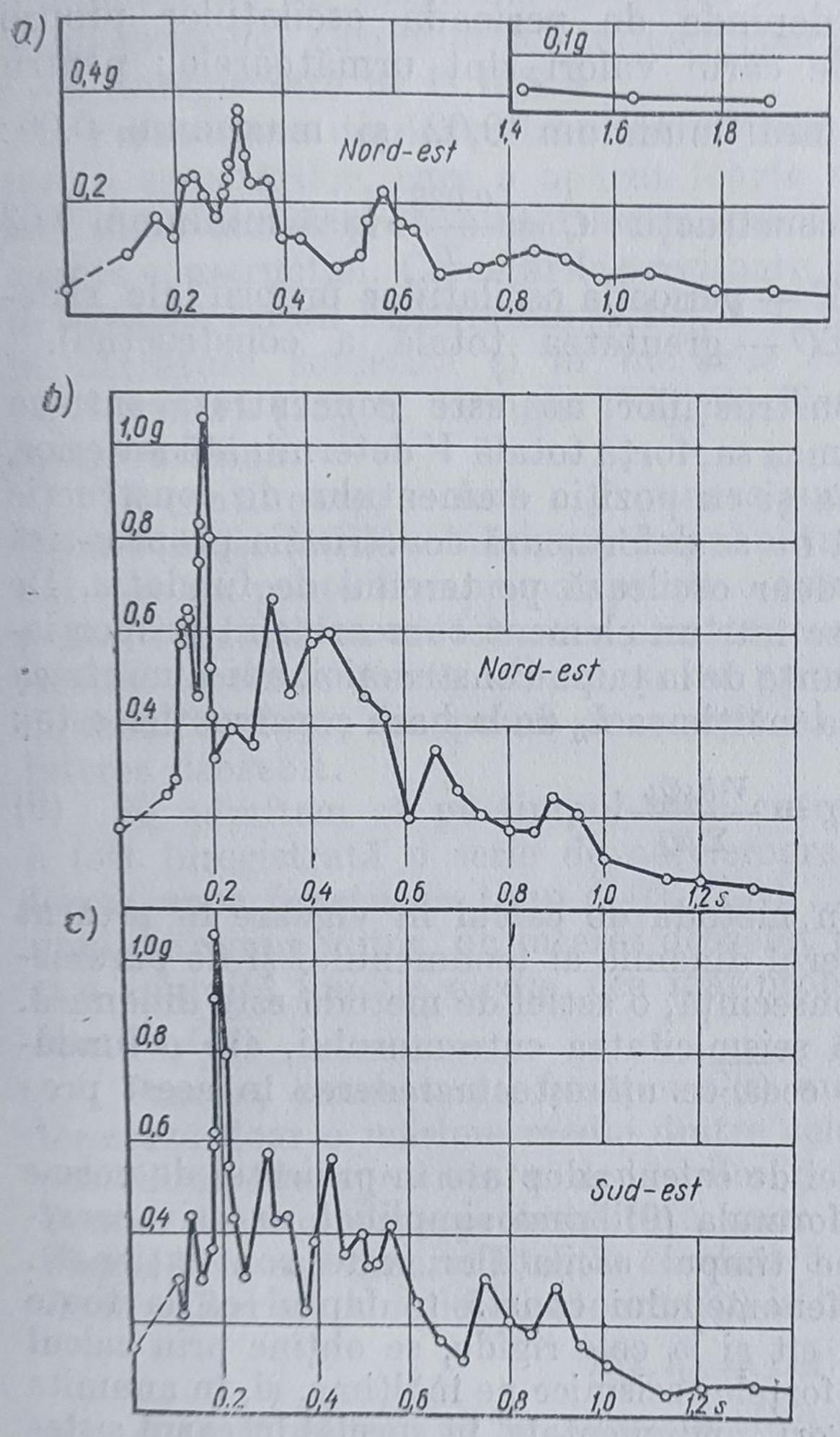


Fig. 38. Spectrele accelerațiilor cutremurelor din Ferndale (California) din februarie 1937, avînd direcția nord-est (*a*) și din 11 septembrie 1938, avînd direcția nord-est (*b*) și sud-est (*c*).

Pînă în prezent s-au făcut un mare număr de astfel de analize experimentale ale cutremurelor din S.U.A., iar rezultatele lor au fost publicate în lucrările care stau la baza așa-numitului spectru standard adoptat în proiectul de norme californiene (fig. 39).

Spectrul standard este o relație funcțională medie, determinată experimental, între accelerațiile maxime ale unui sistem cu un singur grad de libertate și perioada oscilațiilor sale proprii, corespunzătoare deplasării terenului după o lege care corespunde cutremurelor reale. Cunoscînd perioada oscilațiilor proprii ale unui sistem, cu ajutorul diagramei din fig. 39 poate fi de-

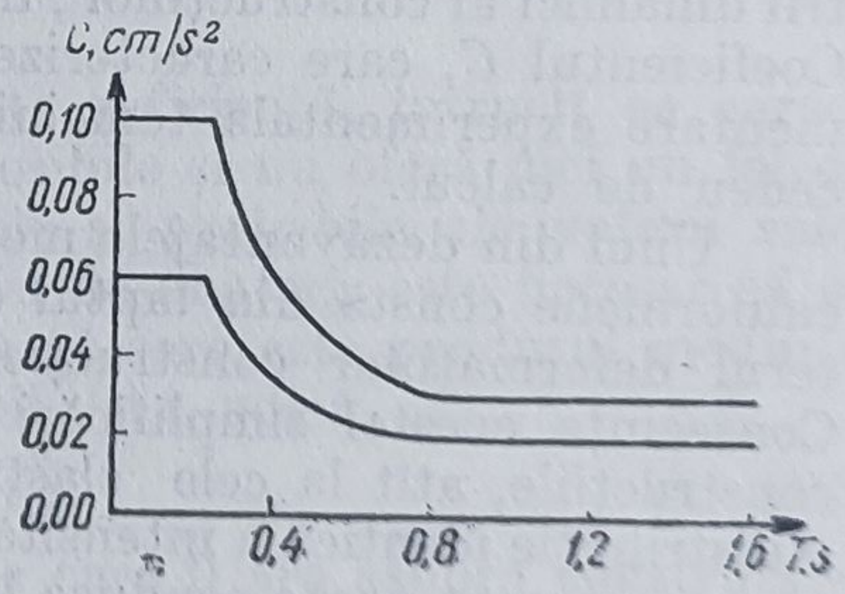


Fig. 39. Spectrul standard al accelerațiilor după proiectul de cod californian.

terminată forța de inerție maximă pe care o poate produce cutremurul în sistem. Această forță este egală cu produsul dintre masa sistemului și acea ordonată a diagramei care corespunde perioadei oscilațiilor sale proprii. Bazîndu-se pe considerentele arătate mai înainte, autorii proiectului de norme californiene [63], determină încărcarea seismică a clădirilor și a altor tipuri de construcții, ca pentru un sistem cu un singur grad de libertate. În conse-

cinţă, forţa seismică totală care acţionează asupra întregii construcţii, în ansamblu, conform acestui proiect de norme, se determină cu formula

$$V = C\Sigma Q, \tag{8}$$

unde C este un coeficient care depinde de perioada oscilaţiilor proprii ale construcţiei şi ale cărui valori sînt următoarele: pentru clădiri: $C = \frac{0{,}015}{T}$, însă minimum 0,02 şi maximum 0,06; pentru alte tipuri de construcţii: $C = \frac{0{,}025}{T}$, însă minimum 0,03 şi maximum 0,1; (T — perioada oscilaţiilor proprii ale sistemului considerat; ΣQ — greutatea totală a construcţiei).

Deoarece masa proprie a construcţiilor nu este concentrată într-un singur punct, ci distribuită pe înălţimea sa, forţa totală V determinată anterior, se distribuie în raport cu greutatea şi cu poziţia elementului de construcţie considerat, al clădirii. Se admite că nu se deformează construcţia propriu-zisă pe timpul oscilaţiilor seismice, ci doar oscilează pe terenul de fundaţie. De aceea, forţele de inerţie care se nasc într-un element oarecare sînt proporţionale cu greutatea acestuia şi cu distanţa de la talpa construcţiei, adică mărimea forţei seismice în punctul k, situat la înălţimea h_k de la baza construcţiei, este:

$$S_k = \frac{V h_k Q_k}{\Sigma hQ}. \tag{9}$$

Din cele arătate, rezultă că în metoda de calcul în vigoare în prezent în S.U.A., se ţine seama de caracterul dinamic al fenomenului şi de parametrii dinamici ai construcţiilor; în consecinţă, o astfel de metodă este dinamică. Coeficientul C, care caracterizează seismicitatea cutremurului, are o fundamentare experimentală temeinică, ceea ce măreşte încrederea în acest procedeu de calcul.

Unul din dezavantajele metodei de calcul adoptate în proiectul de norme californiene constă din faptul că formula (9), care simplifică excesiv caracterul deformaţiilor construcţiei pe timpul oscilaţiilor, este convenţională. Consecinţa acestei simplificări a fenomenului constă în faptul că la toate construcţiile, atît la cele elastice, cît şi la cele rigide, se obţine prin calcul o distribuţie identică a intensităţii forţelor seismice pe înălţime, şi, în anumite cazuri, aceasta poate conduce la erori fundamentale, în special în cazul sistemelor la care trebuie considerate formele superioare ale oscilaţiilor proprii.

În U.R.S.S. dezvoltarea metodei propuse de M. A. Biot, a fost reflectată în lucrările lui A. G. Nazarov [42, 43]. Spre deosebire de metoda adoptată de M. A. Biot, A.G. Nazarov foloseşte pentru construirea curbelor spectrale, în locul accelerogramelor cutremurelor, seismometre multipendulare imaginate de el special în acest scop, care permit aprecierea directă, pe baza înregistrărilor, a valorilor maxime ale forţelor seismice care se produc în fiecare pendul în parte al dispozitivului care modelează construcţia cu o aceeaşi perioadă. Considerăm că rezultatele acestor cercetări vor fi foarte utile pentru construirea pe baze bine fundamentate a curbelor spectrale corespunzătoare condiţiilor geofizice ale U.R.S.S.

Pentru construirea diagramelor spectrale, S. V. Medvedev (38] a folosit seismograme prelucrate prin metode grafoanalitice, cunoscute sub denumirile de: „metoda planurilor de fază“ și „metoda diagramelor vectoriale“. Nu insistăm aici, din lipsă de spațiu, asupra expunerii acestor metode. În continuare se dă diagrama obținută de acest autor, bazată pe prelucrarea seismogramelor cutremurelor mijlocii (perceptibile) și puternice (pînă la gradul 6—8) înregistrate în U.R.S.S.

Perspective de dezvoltare tot atît de promițătoare oferă și o altă orientare a cercetărilor, care a apărut foarte recent. Aceasta constă în aplicarea metodelor teoriei probabilităților la aprecierea efectului posibil al cutremurului asupra construcției. Cercetările privitoare la această problemă au fost publicate în lucrările lui M. F. Barstein [9,10], I. I. Goldenblat [15] și V. V. Bolotin [13], în literatura sovietică și în lucrările lui L. Goodman, E. Rosenblueth, N. Newmark [73], C. Eringen [72], W. Tomson [90] și H. Tajimi [89], în literatura străină.

În continuare, se face o expunere succintă a principiilor acestei metode. Deoarece oscilațiile solului, pe timpul cutremurului, au un caracter dezordonat care nu poate fi exprimat printr-o anumită funcție, mișcarea pămîntului poate fi tratată ca un fenomen aleator, care ascultă numai de legile statistice. Același lucru se poate afirma și cu privire la accelerațiile pămîntului care în cazul de față, din punct de vedere al solicitării construcției, prezintă un interes deosebit.

Să admitem că pe timpul unui cutremur oarecare, în condiții similare, a fost înregistrată o serie de accelerograme, care exprimă accelerațiile sub forma unor funcții de timp $G_1(t)$, $G_2(t)$, ..., $G_n(t)$. Pentru aprecierea efectului unui cutremur viitor, un interes deosebit prezintă nu o funcție oarecare $G_i(t)$, ci o anumită funcție medie, cea mai probabilă dintre cele înregistrate, adică funcția $\overline{G(t)}$.

Practic, cunoașterea funcției $\overline{G(t)}$ nu este suficientă, întrucît ea caracterizează doar o mărime medie dintre cele posibile și nu oferă nici un fel de posibilități de apreciere a depășirilor posibile și probabile ale valorii sale. Pentru determinarea probabilității unor astfel de abateri, este necesar să se dispună de așa numita funcție corelativă $B(t, t_1)$ care este produsul mediu a două valori ale funcției aleatoare $G(t)$ la timpii t și t_1 adică

$$B(t, t_1) = \overline{G(t)\ G(t_1)}. \tag{10}$$

Apoi se admite că se cunoaște efectul pe care îl are asupra construcției (sistem cu un singur grad de libertate) un impuls unitar*) adică reacția construcției (în sensul deplasării sau efortului care se naște în construcție) la o astfel de solicitare unitară $K(t)$.

În acest caz, reacția construcției la o solicitare oarecare aleatoare $G_i(t)$, admițînd că în momentul aplicării acesteia construcția se găsea în repaus (adică $X(0)$ și $\dot{X}(0)$, sînt egali cu zero) este

$$X(t) = \int_0^t K(t-u)\, mG_i(u)\, du^{**}), \tag{11}$$

*) Prin „impuls unitar“ se înțelege impulsul instantaneu egal cu unitatea, cînd produsul dintre forță și timp ($dt \to 0$) este egal cu unitatea.

**) Aici, ca și în cele ce urmează, semnul din fața integralei a fost neglijat.

unde m este masa construcției;

u — valoarea lui t, variabilă între limitele integralei.

Valoarea medie (cea mai probabilă) a reacției este

$$\overline{X(t)} = \int_0^t K(t-u)\, m\overline{G(u)}\, du, \qquad (11')$$

iar valoarea medie pătratică a reacției

$$\overline{X^2(t)} = \int_0^t \int_0^t K(t-u)\, K(t-u_1)\, m^2 B(u, u_1) du\, du_1. \qquad (11'')$$

Cunoscînd valoarea medie și valoarea medie pătratică a reacțiilor construcției, se poate determina, cu probabilitatea stabilită inițial, valoarea funcției $X(t)$ precum și valoarea abaterilor sale de la valoarea medie.

Acest procedeu de apreciere a efectului dinamic al solicitării seismice necesită folosirea unui mare număr de accelerograme, implicînd calcule laborioase. Se pune întrebarea dacă această problemă nu poate fi rezolvată pe baza principiilor teoriei proceselor stohastice staționare. În procesul stohastic staționar, spre deosebire de cel nestaționar, caracteristicile statistice ale funcției $G(t)$ nu variază în timp. În cazul procesului nestaționar însă, caracteristicile statistice sînt funcții de timp și în consecință, de exemplu, pot să se micșoreze.

Dacă se admite că pentru nevoile practice, în vederea unei aprecieri aproximative a efectelor cutremurelor, acestea pot fi tratate ca procese staționare, pentru a obține funcțiile $\overline{G(t)}$ și $B(t, t_1)$ în loc de a se determina media unui mare număr de accelerograme, se pot folosi una sau mai multe înregistrări făcute însă într-un interval de timp suficient de lung.

Fenomenul cutremurului are o durată relativ scurtă (de ordinul cîtorva zeci de secunde) și de aceea, în principiu, este un proces stohastic nestaționar.

În această privință părerile diferiților autori sînt împărțite: unii consideră că pentru nevoile practice se poate admite, cu aproximație, cutremurul ca fenomen staționar; alții rămîn la părerea contrarie.

Influența pe care o poate avea asupra rezultatelor finale, adică asupra valorilor funcției $X(t)$, tratarea fenomenului seismic ca proces staționar, poate fi stabilită pe baza analizei funcțiilor corelative*) normate, ale cutremurelor reale. În acest scop M.F. Barștein [10] a prelucrat cinci accelerograme înregistrate în S.U.A.; rezultatele prelucrării lor, adică funcțiile lor corelative normate sînt ilustrate în fig. 40.

După cum rezultă din această figură, curbele experimentale se confundă întru totul, în intervalul de la zero pînă la 0,1 s. S-a constatat că timpul de corelație a accelerației seismice, adică intervalul de timp în care are loc o relație statistică vizibilă între valorile funcției aleatoare [$B(t, t_1) > 0{,}05$], este de aproximativ 1 pînă la 1,5 s. De aici rezultă că pentru a obține o informare statistică satisfăcătoare asupra accelerației seismice, durata intervalului

*) Funcție corelativă normată se numește raportul $\frac{B(t, t_1)}{\overline{G^2(t)}}$, adică raportul dintre funcția corelativă și valoarea medie patratică a funcției $G(t)$.

de timp de pe accelerogramă, luat în considerare în vederea prelucrării, trebuie să fie de ordinul a 10 pînă la 12 s.

Se poate admite că în acest interval de timp, pentru nevoile inginerești, oscilațiile seismice ale pămîntului pot fi tratate, într-o primă aproximație, ca un proces stohastic staționar.

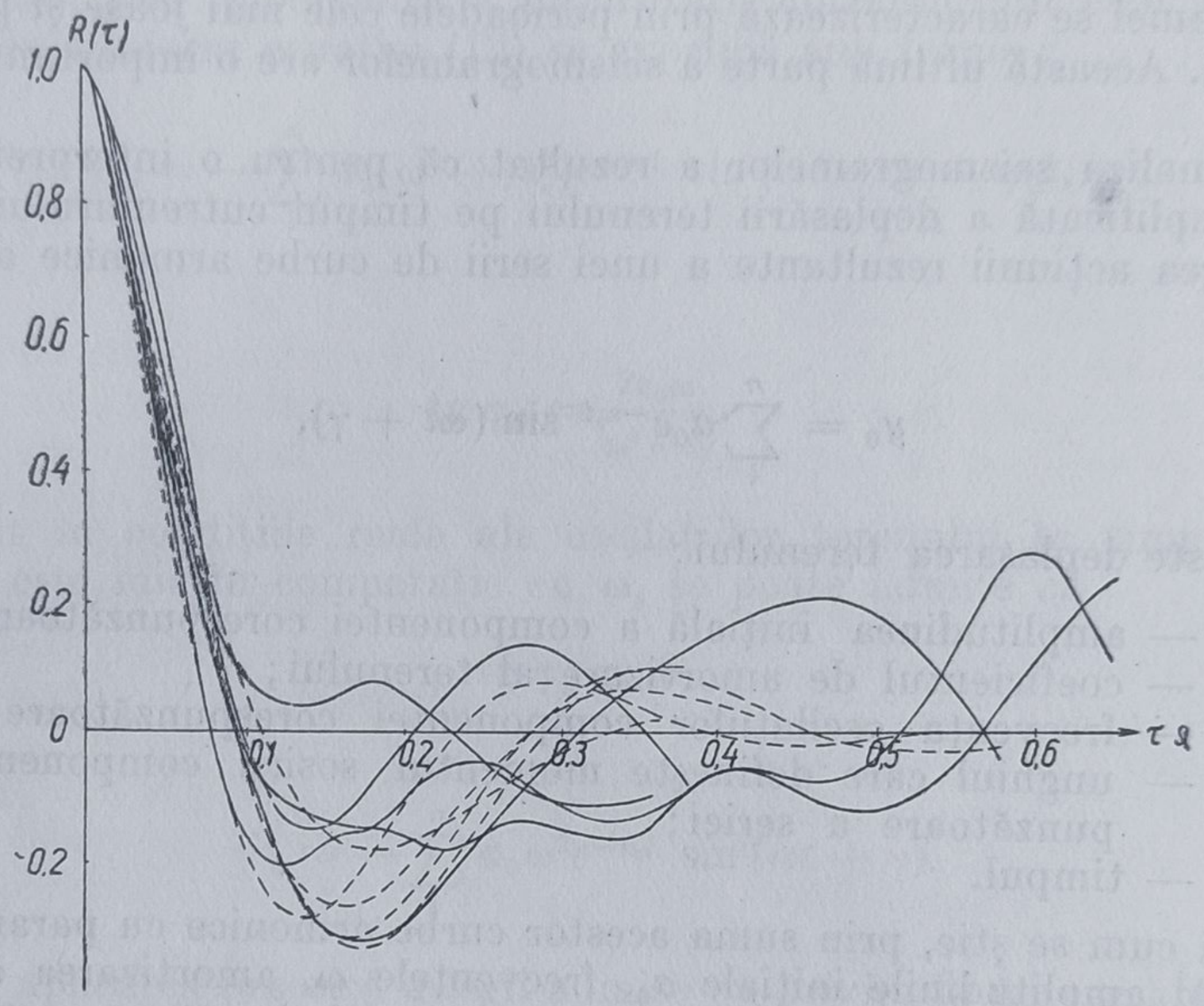


Fig. 40. Diagramele funcțiilor corelative normate.

Încheind expunerea sumară a principiilor metodei stohastice sau a metode probabilităților, vom reveni în cele ce urmează arătînd unele rezultate ale aplicării acestei metode, obținute în anul 1959 de M. F. Barștein.

Metoda de prelucrare a seismogramelor, aplicată de autor și publicată în anul 1954 [31], a fost mult mai puțin riguroasă. Trebuie remarcat că în momentul redactării acestei lucrări (1949-1950) în U.R.S.S. nu se făcuseră nici un fel de cercetări cu privire la caracterul curbelor spectrale ale teritoriului U.R.S.S.

Deși prelucrarea seismogramelor s-a făcut printr-o metodă cu totul aproximativă, această lucrare a permis totuși să se obțină o diagramă aproximativă a efectului dinamic al cutremurului asupra construcției, precum și elaborarea și formularea unei metode dinamice noi de calcul la solicitări seismice. Această metodă s-a dovedit a fi de ajuns de simplă, aplicabilă pentru nevoile practice și a fost introdusă în normele SN 8-57 în vigoare în prezent. De aceea, vom stărui mai în detaliu asupra lucrării [31].

Considerînd că ar fi nejustă utilizarea, fără o apreciere critică, a „diagramelor spectrale“ americane care, cu toate că se bazează pe un material experimental vast, însă au fost obținute pe teritoriul S.U.A., autorul a efectuat el însuși analiza seismogramelor.

Obișnuit, fiecare seismogramă are cîteva porțiuni caracteristice. Prima porțiune, care precede oscilațiilor principale, prezintă amplitudini mici și o frecvență mare. Apoi, survine o creștere destul de intensă a amplitudinilor, care se micșorează ulterior într-un ritm mult mai lent decît s-a produs creșterea lor. Aici se observă perioade foarte variate. În fine, ultima porțiune a seismogramei se caracterizează prin perioadele cele mai joase și prin amplitudini mici. Această ultimă parte a seismogramelor are o importanță practică mai mică.

Din analiza seismogramelor a rezultat că pentru o interpretare matematică simplificată a deplasării terenului pe timpul cutremurului, se poate admite legea acțiunii rezultante a unei serii de curbe armonice amortizate, adică

$$y_0 = \sum_1^n a_0 e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\omega t + \gamma), \tag{12}$$

unde y_0 este deplasarea terenului;

a_0 — amplitudinea inițială a componentei corespunzătoare a seriei;
ε_0 — coeficientul de amortizare al terenului;
ω — frecvența oscilațiilor componentei corespunzătoare a seriei;
γ — unghiul care definește momentul sosirii componentei corespunzătoare a seriei;
t — timpul.

După cum se știe, prin suma acestor curbe armonice cu parametri diferiți, (avînd amplitudinile inițiale a_0, frecvențele ω, amortizarea ε_0, diferite și care intră în acțiune în momente de timp diferite t) se poate exprima caracterul foarte variat al deplasării terenului, care practic, descrie orice lege a mișcării. Totodată, admiterea unei legi de mișcare a pămîntului, care este legată de o variație bruscă a vitezei de la zero pînă la o valoare finală oarecare $a_0\omega$ în momentul sosirii termenului respectiv al seriei (12), concordă cu ipoteza că oscilațiile sînt produse de o sursă de impulsuri. Acest lucru, de asemenea poate fi considerat firesc la descrierea fenomenelor seismice.

Trebuie remarcat că G. P. Berlage a propus o expresie, care pare mai exactă, a legii de mișcare a terenului în timpul cutremurului; această expresie exprimă într-un mod mai apropiat de realitate faza inițială a mișcării [67] și anume:

$$y_0 = a_0 t e^{-\varepsilon_0 t} \sin \omega t. \tag{13}$$

Conform ecuației (13) la timpul inițial, atît deplasarea cît și viteza sînt egale cu zero, în timp ce în ecuația (12) terenul capătă instantaneu o anumită viteză.

Din punct de vedere practic, expresia (12) prezintă avantajul că este mai simplă; pe de altă parte însă, așa cum se va arăta în continuare faptul că viteza se aplică instantaneu poate avea o influență considerabilă numai asupra rezultatelor de calcul privind sistemele cu o rigiditate deosebit de mare, care practic nu se întîlnesc în realitate. În consecință, în cele ce urmează, la elaborarea metodei practice de calcul a construcțiilor la solicitări seismice,

s-a admis totuși expresia (12), întrucît este mai simplă. Acest lucru este cu atît mai rațional, cu cît dezvoltarea viitoare a metodelor de calcul trebuie să se bazeze nu pe diferite raționamente subiective, ci pe date experimentale obiective.

Din punct de vedere al solicitărilor la care este supusă construcția, caracteristica cea mai importantă a intensității cutremurului este accelerația terenului care conform ecuației (12) se exprimă sub forma :

$$\ddot{y}_0 = -\sum_1^n a_0(\omega^2 + \varepsilon_0^2)e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\omega t + \gamma + \varphi_0), \qquad (14)$$

unde

$$\operatorname{tg}\varphi_0 = \frac{2\varepsilon_0\omega}{\omega^2 - \varepsilon_0^2}.$$

Întrucît în condițiile reale ale oscilațiilor terenului în timpul cutremurelor ε_0 este mic în comparație cu ω, se poate admite că

$$\operatorname{tg}\varphi_0 \approx 0$$

și

$$\ddot{y}_0 \approx -\sum_1^n a_0\omega^2 e^{-\varepsilon_0 t} \sin(\omega t + \gamma). \qquad (14')$$

Pentru aplicarea practică a legii admise cu privire la mișcarea terenului, în vederea calculului construcțiilor la solicitări seismice, este necesară cunoașterea parametrilor care intră în ecuația (12). În acest scop au fost prelucrate o serie de seismograme ale unor cutremure reale, înregistrate la stațiile seismografice situate în diferite puncte ale U.R.S.S., însă numai în cazul unor cutremure foarte slabe. Acest din urmă fapt a fost impus, întrucît vibrogramele înregistrate în urma unor șocuri mai puternice nu puteau fi prelucrate, datorită amplificării excesive a aparatelor și vitezei reduse a benzilor lor.

Rezultatele prelucrării au condus la concluzia că parametrii care intră în ecuațiile (12) și (14′) se înscriu între limite numerice foarte strînse și anume : perioadele oscilațiilor terenului $\left(T = \frac{2\pi}{\omega}\right)$, corespunzătoare accelerațiilor maxime din seismogramele prelucrate, au variat de la 0,25 pînă la 0,75 s, iar valorile medii ale decrementelor amortizării $\varepsilon_0 T$ (mărimi întrucîtva mai stabile decît coeficienții de amortizare) au fost aproximativ egale cu 0,1.

Pe baza celor expuse anterior, în calculul construcțiilor la solicitări seismice este logic să se admită ipoteza că mișcarea terenului se produce conform legii exprimate prin ecuația (12), unde valorile raportului $\frac{2\pi\varepsilon_0}{\omega}$ sînt constante la toate componentele, iar frecvențele ω pot avea orice valori între limitele cunoscute de la ω_1 pînă la ω_2.

Totodată, ținînd seama că efectul general al cutremurului trebuie legat de gradul de seismicitate al regiunii respective, adică de accelerațiile maxime

posibile (j_{max}) ale terenului din regiunea considerată, trebuie adăugată o condiție care să limiteze această mărime în ecuația (14′), adică

$$j_{max} = \sum_{1}^{n} a_0 \omega^2 \sin(\omega t_1 + \gamma) = K_c g, \qquad (15)$$

unde t_1 este timpul în care expresia (15) ajunge la valoarea maximă.

Dar și în acest fel, calculul construcțiilor reale la solicitări seismice, va fi nu numai extrem de complicat, dar și nedeterminat, întrucît sumele (12) și (14) sînt formate dintr-un număr nedefinit de componente. De aceea, pentru folosirea în scopuri practice a ecuațiilor (12) și 14′) este necesară simplificarea premizelor de calcul.

Dacă se admite că toți termenii sumei (14′) pot avea accelerații inițiale egale (adică $\approx a_0\omega^2$) și aceleași caracteristici ale amortizării, însă frecvențe diferite, este evident că acțiunea maximă asupra sistemului cu un singur grad de libertate, o va avea acea armonică a cărei frecvență (ω_i) va fi egală sau apropiată de frecvența oscilațiilor proprii (p) ale sistemului. Ținînd seama de aceasta, se poate deduce că, într-o primă aproximație a schemei de calcul simplificate a fenomenului seismic, soluția cea mai justă este de a se lua în considerație acțiunea unui singur termen al sumei (14′) al cărui efect este însă maxim.

În modul acesta, calculul practic la solicitări seismice se reduce la determinarea eforturilor și deformațiilor care se produc în construcție sub acțiudea unei singure sinusoide amortizate, a cărei frecvență poate avea valori diferite (cuprinse între anumite limite) adică :

$$y_0 = a_0 e^{-\varepsilon_0 t} \sin \omega t. \qquad (16)$$

3. SISTEMUL CU UN SINGUR GRAD DE LIBERTATE

Inițial, ne vom opri asupra oscilațiilor sistemului cu un singur grad de libertate supus acțiunii terenului care se deplasează după o sinusoidă amortizată.

Pentru determinarea deplasărilor sistemului cu un singur grad de libertate, ținînd seama de amoritzare, așa cum s-a arătat mai sus, se consideră ecuația (4)

$$m \frac{d^2(y_0 + y)}{dt^2} + ix y + ky = 0,$$

în care y_0 este deplasarea terenului de fundație;
m — masa sistemului;
$\varkappa$ — un coeficient care caracterizează amortizarea;
k — coeficient de rigiditate.

Împărțind toți termenii cu m și trecînd în partea dreaptă termenul care conține pe y_0 (t) rezultă

$$\ddot{y} + i \frac{\varkappa}{m} y + \frac{k}{m} y = -\ddot{y}_0(t) \qquad (5')$$

sau

$$\ddot{y} + \left(p^2 + i\,\frac{\varkappa}{m}\right) y = -\ddot{y}_0(t), \qquad (5'')$$

unde

$$p^2 = \frac{k}{m}\,.$$

După cum se știe, soluția acestei eeuații se poate scrie sub forma :

$$y = C_k \sin(p_k t + \varphi_k) - \frac{1}{p_k}\int_0^t \ddot{y}_0(u)\,\sin\,p_k(t-u)\,\mathrm{d}u, \qquad (17)$$

unde

$$p_k = \sqrt{p^2 + i\frac{\varkappa}{m}}\,;$$

u este valoarea timpului t, variabilă între limitele integralei.

Trebuie menționat că la toate construcțiile reale raportul $\varkappa/m$ este foarte mic în comparație cu p și de aceea

$$p_k = \sqrt{p^2 + i\frac{\varkappa}{m}} \approx \sqrt{p^2 + i\frac{\varkappa}{m} - \left(\frac{\varkappa}{2mp}\right)^2} = \sqrt{\left(p + i\frac{\varkappa}{2mp}\right)^2} = p + i\frac{\varkappa}{2mp} =$$

$$= p + i\frac{\varkappa}{2\sqrt{mk}}.$$

Notînd $\frac{\varkappa}{2\sqrt{mk}}$ prin ε, scriem că

$$p_k \approx p + i\varepsilon.$$

Pentru a obține o valoare concretă a lui y, expresia implicită $\ddot{y}_0(t)$ se înlocuiește prin valoarea corespunzătoare expresiei analitice a oscilațiilor terenului de fundație, adică :

$$\ddot{y}_0(t) \approx -\,a_0\omega^2 e^{-\varepsilon_0 t}\,\sin\,\omega t. \qquad (16')$$

Întrucît partea stîngă a ecuației (16′) este exprimată într-o formă complexă atunci și partea dreaptă, adică mărimea $\ddot{y}_0(t)$, de asemenea trebuie să exprime atît partea sa reală, cît și cea imaginară. Această condiție este îndeplinită dacă în loc de (16′) se scrie

$$\ddot{y}_0(t) = -\,a_0\omega^2 e^{-\varepsilon_0 t}\,(\sin\,\omega t - i\,\cos\,\omega t). \qquad (18)$$

Observînd că

$$\sin\,\omega t - i\,\cos\,\omega t = -\,ie^{i\omega t},$$

se obține următoarea relație

$$\ddot{y}_0(t) = ia_0\omega^2 e^{(i\omega-\varepsilon_0)\,t}. \qquad (18')$$

Înlocuind noua expresie a lui $\ddot{y}_0(t)$ în (17) și integrînd, această din urmă relație devine

$$y = C_k \sin(p_k t + \varphi_k) - \frac{ia_0\omega^2}{p_k}\int_0^t e^{(i\omega-\omega\varepsilon_0)u} \sin p_k(t-u)\,du = C_k \sin(p_k t + \varphi_k) -$$

$$- \frac{ia_0\omega^2}{-\omega^2 - 2i\,\omega\,\varepsilon_0 + \varepsilon_0^2 + p^2 + 2ip\varepsilon - \varepsilon_0^2} \times$$

$$\times\left[e^{(i\omega-\varepsilon_0)t} - \sqrt{(i\omega - \varepsilon_0^2) + p_k^2}\sin(p_k t + \varphi_{k1})\right], \tag{19}$$

unde

$$\operatorname{tg}\varphi_{k1} = \frac{p_k}{i\omega - \varepsilon_0}.$$

Numitorul expresiei (19) poate fi transformat astfel: notînd

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon_0^2 - \varepsilon^2 - \omega^2 + p^2 &= B\cos\alpha;\\ 2p\varepsilon - 2\omega\varepsilon_0 &= -B\sin\alpha, \end{aligned}\right\} \tag{a}$$

rezultă

$$B = \sqrt{[\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2 - \omega^2 + p^2]^2 + 4(\varepsilon_0\omega - p\varepsilon)^2}; \tag{b}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2(\omega\varepsilon_0 - p\varepsilon)}{\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2 - \omega^2 + p^2} \tag{c}$$

și în consecință

$$\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2 - \omega^2 + p^2 + 2i(p\varepsilon - \omega\varepsilon_0) = B(\cos\alpha + i\sin\alpha) = Be^{-i\alpha}. \tag{d}$$

Ținînd seama de această expresie a lui y, se poate scrie

$$y = C_k \sin(p_k t + \varphi_k) - \frac{ia_0\,\omega^2}{B}[e^{i(\omega t+\alpha)}\,e^{-\varepsilon_0 t} -$$

$$- e^{i\alpha}\sqrt{(i\omega - \varepsilon_0)^2 + I_k^2}\,\sin(p_k t + \varphi_{k1}] \tag{20}$$

sau înlocuind $-ie^{i(\omega t+\alpha)}$ prin $\sin(\omega t + \alpha) - i\cos(\omega t + \alpha)$ rezultă

$$y = C_k \sin(p_k t + \varphi_k) + \frac{a_0\omega^2}{B}\{e^{-\varepsilon_0 t}[\sin(\omega t + \alpha) - i\cos(\omega t + \alpha)] +$$

$$+ ie^{i\alpha}\sqrt{(i\omega - \varepsilon_0)^2 + p_k^2}\sin(p_k t + \varphi_{k1})\}. \tag{21}$$

Expresia lui y poate fi simplificată prin gruparea termenilor care conțin pe $\sin p_k t$, adică

$$y = \frac{a_0\omega^2}{B}\{e^{-\varepsilon_0 t}[\sin(\omega t + \alpha) - i\cos(\omega t + \alpha)] - C_{k1}\sin(p_k t + \varphi_{k2})\}, \tag{22}$$

unde C_{k1} și φ_{k2} sînt valori noi ale amplitudinii și ale fazei oscilațiilor cu frecvența p_k.

Nu ne oprim aici asupra stabilirii relației dintre parametrii noi C_{k1} și φ_{k2} și cei anteriori C_k, φ_k, și φ_{k1}, întrucît mărimile C_{k1} și φ_k sînt necunoscute și se determină pe baza condițiilor inițiale. În consecință, utilizînd aceleași condiții inițiale, se pot deduce direct expresiile mărimilor C_{k1} și φ_{k2}. Întrucît însă, se cunoaște numai partea reală a condițiilor inițiale, înainte de a scrie ecuațiile care corespund condițiilor inițiale, este necesară transformarea expresiei (22) prin separarea părții sale reale de cea imaginară. În acest scop, mărimile complexe se înlocuiesc prin expresia $C_1 + iC_2$ unde C_1 și C_2 sînt mărimi reale; astfel

$$C_{k1} \sin (p_k t + \varphi_{k2}) = -iC_{k1} \frac{e^{i(p_k t+\varphi_{k2})} - e^{-i(p_k t+\varphi_{k2})}}{2} =$$

$$= -i(C_1 + C_2) \frac{e^{i[(p+i\varepsilon) t+\varphi_1+i\varphi_2]} - e^{-i[(p+i\varepsilon)t+\varphi_1+i\varphi_2]}}{2} =$$

$$= -i \frac{C_1 - iC_2}{2} [e^{-\varepsilon t-\varphi_2} e^{i(pt+\varphi_1)} - e^{\varepsilon t+\varphi_2} e^{-i(pt+\varphi_1)}]. \quad (23)$$

Din relația (23) rezultă că termenul al doilea din parantezele mari, exprimă oscilații crescătoare în locul celor amortizate; întrucît, aceasta nu corespunde fenomenului real, acest termen trebuie neglijat, păstrînd numai acea rădăcină a ecuației, care corespunde fenomenului real. În consecință

$$C_{k1} \sin (p_k t + \varphi_{k2}) = \frac{e^{-\varphi_2} (C_1 + iC_2)}{2} e^{-\varepsilon t} [\sin (pt + \varphi_1) -$$

$$- i \cos (pt + \varphi_1) = \frac{e^{-\varphi_2} e^{-\varepsilon t}}{2} \{C_1 \sin (pt + \varphi_1) + C_2 \cos (pt + \varphi_1) -$$

$$- i[C_1 \cos (pt + \varphi_1) - C_2 \sin (pt + \varphi_1)]\}. \quad (23')$$

Notînd

$$e^{-\varphi_2} \frac{C_1}{2} = C \cos \varphi_3 \text{ și } e^{-\varphi_2} \frac{C_2}{2} = C \sin \varphi_3,$$

rezultă

$$C_{k1} \sin (p_k t + \varphi_{k2}) = Ce^{-\varepsilon t} [\sin (pt + \varphi_1 + \varphi_3) -$$
$$- i \cos (pt + \varphi_1 + \varphi_3)], \quad (23'')$$

unde

$$\operatorname{tg} \varphi_3 = \frac{C_2}{C_1},$$

sau, notînd $\varphi_1 + \varphi_3 = \varphi$, expresia (23) se poate scrie în forma finală, astfel:

$$y = \frac{a_0 \omega^2}{B} \{e^{-\varepsilon_0 t} [\sin (\omega t + \alpha) - i \cos (\omega t + \alpha)] -$$
$$- Ce^{-\varepsilon t} [\sin (pt + \varphi) - i \cos (pt + \varphi)]\}. \quad (24)$$

Prima derivată a lui y este

$$\dot{y} = \frac{a_0\omega^2}{B}\{e^{-\varepsilon_0 t}[\omega\cos(\omega t+\alpha) - \varepsilon_0\sin(\omega t+\alpha) +$$

$$+ i(\omega\sin(\omega t+a) + \varepsilon_0\cos(\omega t+\alpha))] - Ce^{-\varepsilon t}[p\cos(pt+\varphi) -$$

$$- \varepsilon\sin(pt+\varphi) + i(p\sin(pt+\varphi) + \varepsilon\cos(\omega t+\varphi))]\}. \qquad (25)$$

Pentru determinarea parametrilor C și φ se folosesc condițiile inițiale: la $t=0$ deplasarea totală a masei m (adică părțile reale y_0+y) și viteza ei totală (adică părțile reale $\dot{y}_0+\dot{y}$) sînt egale cu zero. Aceste condiții se scriu astfel:

$$\left.\begin{aligned} &0 + \frac{a_0\omega_2}{B}[\sin\alpha - C\sin\varphi] = 0;\\ &a_0\omega + \frac{a_0\omega_2}{B}[\omega\cos\alpha - \varepsilon_0\sin\alpha - C(p\cos\varphi - \varepsilon\sin\varphi)] = 0, \end{aligned}\right\} \qquad (26)$$

de unde

$$C = \sqrt{\left[\frac{B}{p\omega} + \frac{\omega}{p}\cos\alpha - \frac{\varepsilon_0-\varepsilon}{p}\sin\alpha\right]^2 + \sin^2\alpha}, \qquad (27)$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{p\sin\alpha}{\frac{B}{\omega} + \omega\cos\alpha - (\varepsilon_0-\varepsilon)\sin\alpha}. \qquad (28)$$

Expresia (24) nu corespunde nevoilor practice, întrucît conține parametrul ε, caracteristic numai pentru sistemul dat și nu pentru toate construcțiile executate din același material. Pentru a da un caracter mai general expresiilor deduse, caracteristica amortizării sistemului ε se înlocuiește prin parametrul care exprimă absorbția specifică a energiei în timpul oscilațiilor (ψ). Relația dintre acești doi parametri este

$$\varepsilon = \frac{\psi p}{4\pi}.$$

Totodată B se înlocuiește prin $B_1 = \frac{B}{p^2}$. În modul acesta, partea reală a expresiei lui y și B_1 se scrie sub forma:

$$y = \frac{a_0\omega^2}{B_1 p^2}\left[e^{-\varepsilon_0 t}\sin(\omega t+\alpha) - Ce^{-\frac{\psi p_t}{4\pi}}\sin(pt+\varphi)\right], \qquad (24')$$

$$B_1 = \sqrt{\left[1 - \frac{\omega^2}{p^2} + \frac{\varepsilon_0^2}{p^2} - \frac{\psi}{4\pi}\right]^2 + \left[\frac{2\varepsilon_0\omega}{p^2} - \frac{\psi}{2\pi}\right]^2}. \qquad (29)$$

În fine, ținînd seama că $p^2 = \frac{k}{m}$ se poate scrie

$$\frac{a_0\omega^2}{p^2} = \frac{a_0\omega^2 m}{k} = \delta_{st}.$$

Într-adevăr, produsul $a_0\omega^2$ poate fi considerat ca o accelerație oarecare și în consecință, produsul dintre această accelerație și masa m este o forță oarecare. Împărțind forța prin rigiditatea sistemului, se obține deformația statică a acestuia. Astfel relația (24′) devine:

$$y = \frac{\delta_{st}}{B_1}\left[e^{-\varepsilon_0 t}\sin(\omega t + \alpha) - Ce^{-\frac{\psi pt}{4\pi}}\sin(pt + \varphi)\right]. \qquad (24'')$$

În cele ce urmează se analizează cîteva cazuri, corespunzătoare diferitelor valori caracteristice ale raportului ω/p. Pentru a obține expresii aproximativ simple, acceptabile pentru nevoile practice, este indicat ca în locul ultimelor formule deduse pentru y și B_1 în care ε a fost înlocuit prin ψ să se folosească expresiile inițiale (24), (b), (c), (27), și (28), ținînd seama numai de partea reală. Aceste expresii sînt mai convenabile pentru transformări.

1) Cazul cînd ω este mult mai mic decît p. Ținînd seama că la majoritatea cazurilor reale ε_0 și ε sînt mult mai mici decît p și ω, se poate admite că

$$\operatorname{tg}\alpha \approx \frac{-2\varepsilon p}{p^2} \approx 0, \quad \text{deci} \quad \alpha = 0,$$

$$B \approx \sqrt{p^4 + 4\varepsilon^2 p^2} \approx p^2;$$

$$\operatorname{tg}\varphi \approx \frac{p\cdot 0}{\frac{p^2}{\omega} + \omega} \approx 0, \quad \text{deci} \quad \varphi \approx 0,$$

$$C \approx \sqrt{\left[\frac{p^2}{p\omega} + \frac{\omega}{p}\right]^2} \approx -\frac{p^*)}{\omega}$$

și în consecință

$$y \approx \frac{a_0\omega^2}{p^2}\left[e^{-\varepsilon_0 t}\sin\omega t + \frac{p}{\omega}e^{-\varepsilon t}\sin pt\right] \approx a_0\frac{\omega}{p}e^{-\varepsilon t}\sin pt.$$

Astfel, deformațiile maxime se produc în momentul inițial, corespunzînd valorii minime a timpului t, cînd $pt = \pi/2$, adică

$$y_{max} \approx a_0\frac{\omega}{p}. \qquad (24a)$$

*) Valoarea lui C, după extragerea rădăcinii, poate avea două semne: plus și minus. Se ia semnul minus deoarece sub acțiunea unui impuls (variația bruscă a vitezei) sistemul începe să se deplaseze pe direcția de acțiune a impulsului.

2) Cazul $\omega = p$; în acest caz

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{2(\varepsilon_0 - \varepsilon)\,p}{\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2} = \frac{2p}{\varepsilon_0 + \varepsilon} \approx \infty, \quad \text{deci} \quad \alpha \approx \pi/2,$$

$$B = \sqrt{[\varepsilon_0^2 - \varepsilon^2]^2 + 4(\varepsilon_0 - \varepsilon)^2 p^2} \approx 2(\varepsilon_0 - \varepsilon)\,p;$$

$$C \approx \sqrt{\left[\frac{2(\varepsilon_0 - \varepsilon)}{p} - \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon}{p}\right]^2 + 1} \approx 1;$$

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{p}{2(\varepsilon_0 - \varepsilon) - (\varepsilon_0 - \varepsilon)} \approx \infty \quad \text{adică} \quad \varphi \approx \pi/2 \quad \text{sau} \quad -\pi/2^*)$$

și prin urmare

$$y \approx \frac{a_0 p^2}{2(\varepsilon_0 - \varepsilon)\,p}[e^{-\varepsilon_0 t}\sin(pt + \pi/2) - e^{-\varepsilon t}\sin(pt + \pi/2)] =$$

$$= \frac{a_0 p}{2(\varepsilon_0 - \varepsilon)}[e^{-\varepsilon_0 t} - e^{-\varepsilon t}]\cos pt.$$

Valoarea maximă a deplasării y corespunde cu aproximație valorii maxime a funcției $e^{-\varepsilon_0 t} - e^{-\varepsilon t}$.

Pentru a determina pe y_{max} se anulează derivata

$$-\varepsilon_0 e^{-\varepsilon_0 t_1} + \varepsilon^{-\varepsilon t_1} = 0,$$

de unde

$$t_1 = -\frac{\ln \varepsilon/\varepsilon_0}{\varepsilon_0 - \varepsilon}$$

și

$$y_{max} \approx \frac{a_0 p}{2(\varepsilon_0 - \varepsilon)}\left[e^{\frac{\ln \varepsilon/\varepsilon_0}{1 - \varepsilon/\varepsilon_0}} - e^{\frac{\ln \varepsilon/\varepsilon_0}{0/\varepsilon - 1}}\right]. \tag{24b}$$

Mai trebuie examinat cazul în care $\varepsilon_0 = \varepsilon$ deoarece înlocuirea directă a acestei valori în expresia deplasării y, conduce la o nedeterminare.

Dacă însă, se ține seama că limita

$$\frac{e^{-\varepsilon_0 t} - e^{-\varepsilon t}}{\varepsilon_0 - \varepsilon} \quad \text{cînd} \quad \varepsilon_0 \to \varepsilon \quad \text{este} \quad -te^{-\varepsilon t},$$

rezultă

$$y \approx \frac{a_0 pt}{2} e^{-\varepsilon t}\cos pt.$$

Deplasarea y devine maximă cînd $\cos pt = 1$ și la timpul t_1, care se determină din condiția $e^{-\varepsilon t_1} - \varepsilon t_1 e^{-\varepsilon t} = 0$, adică $t_1 = 1/\varepsilon$;

$$y_{max} \approx \frac{a_0 p}{2\varepsilon} e^{-1} = \frac{a_0 p}{2\varepsilon e}. \tag{24c}$$

*) În cazul de față se ia $\pi/2$ în loc de $-\pi/2$, deoarece în caz contrar, valoarea lui y la $t = 0$ nu ar fi egală cu zero.

Dacă ω tinde către p, însă nu este egal cu acesta și dacă $C \approx 1$, după cum se știe, are loc fenomenul bătăilor, în care amplitudinile cresc treptat apoi se micșorează. În acest caz, deplasarea y are valoarea maximă la timpul $t \approx \frac{\pm\pi^*)}{p-\omega}$.

$$\sin(\omega t + \alpha) \approx -\sin(pt + \varphi)$$

în acest caz

$$y_{max} \approx \frac{a_0\omega^2}{B}\left[e^{\frac{\mp\pi\varepsilon_0}{p-\omega}} + e^{\frac{\mp\pi\varepsilon}{p-\omega}}\right]. \tag{24d}$$

3) ω este mult mai mare decît p; în acest caz

$$\operatorname{tg}\alpha \approx \frac{2\varepsilon_0\omega}{-\omega^2} \approx -\frac{2\varepsilon_0}{\omega} \approx 0, \quad \text{adică} \quad \alpha \approx \pi,$$

$$B \approx \omega^2;\ C \approx \sqrt{\left[\frac{\omega^2}{p\,\omega} - \frac{\omega}{p}\right]^2 + 0^2} \approx 0;$$

$$\operatorname{tg}\varphi \approx \frac{p \cdot 0}{\omega - \omega - 0},$$

adică se obține o nedeterminare și în consecință,

$$y \approx \frac{a_0\omega^2}{\omega^2}[-e^{-\varepsilon_0 t}\sin\omega t - 0 \cdot e^{-\varepsilon t}\sin(pt + \varphi)] = -a_0 e^{-\varepsilon_0 t}\sin\omega t$$

și

$$y_{max} \approx a_0. \tag{24e}$$

Se atrage atenția asupra faptului că adoptarea noii ipoteze cu privire la forțele de amortizare, diferită de ipoteza lui Voigt, folosită anterior în lucrarea [31], nu a condus la rezultate diferite. Acest lucru se poate constata, comparînd formulele (24)**), (27, (28) cu formulele (12), (13a), (15a) din lucrarea [31] și admițînd în ele, așa cum s-a procedat în lucrarea de față, că $\omega^2 + \varepsilon_0^2 \approx \omega^2$ și $\varphi_0 \approx 0$.

Întrucît expresiile finale ale deplasării (y) a sistemului elastic considerat sînt întru totul identice cu cele stabilite în lucrarea [31], este necesar să ne oprim asupra observației făcută în recenzia [57]. În această recenzie s-a afirmat că la formularea condițiilor inițiale pentru determinarea parametrilor C și φ (p. 20) s-a comis o eroare, care conduce la concluzii greșite, în special la analizarea cazului în care ω este mult mai mic decît p.

Cu toate că această problemă este elementară și poate fi rezolvată cu ușurință de către cititor, însuși faptul că o astfel de afirmație a fost publicată (și semnată de patru persoane) arată că și în probleme atît de simple se pot naște confuzii. De aceea, pentru a înlătura orice interpretări

*) Semnul plus corespunde cazului $p > \omega$ iar semnul minus cazului $p < \omega$.
**) În formula (24) trebuie luată în considerație numai partea reală adică termenii care nu conțin pe i.

eronate, ne vom opri mai mult asupra fundamentării condițiilor inițiale, necesare pentru determinarea parametrilor C și φ și asupra analizei caracterului acțiunii terenului de fundație, care se deplasează, asupra sistemului elastic, ținînd seama de ipoteza de calcul adoptată convențional, conform căreia terenul de fundație se deplasează după o sinusoidă amortizată.

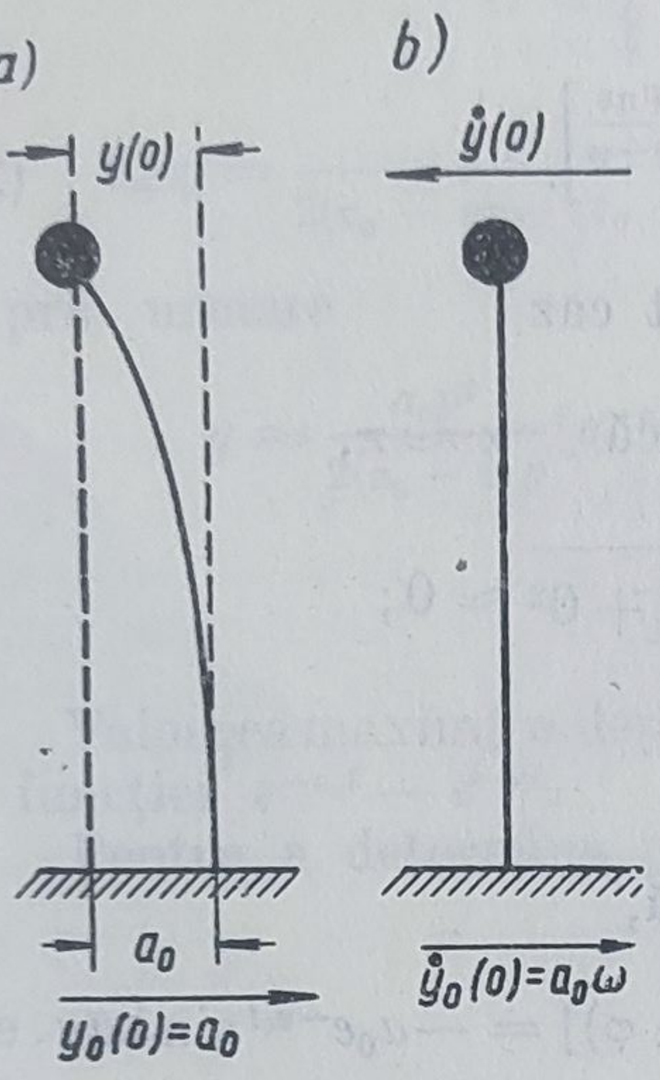


Fig. 41. Schema condițiilor inițiale pentru cazul $y_0\ (0) = a_0$.

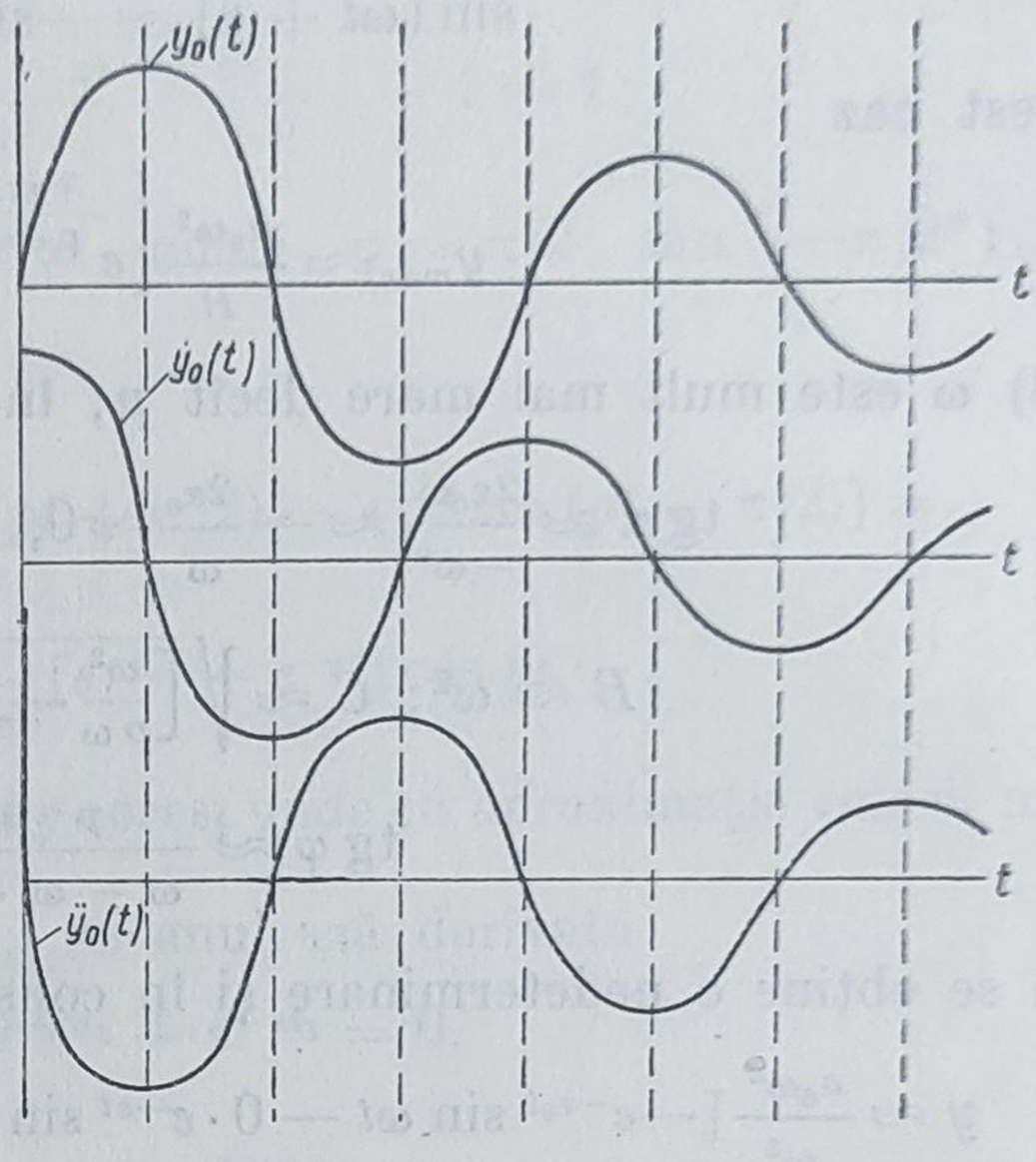


Fig. 42. Diagramele deplasării, vitezei și accelerației corespunzătoare schemei de calcul adoptate pentru mișcarea terenului.

Vom examina inițial cazul în care terenul de fundație începe să se deplaseze după o cosinusoidă, adică $y_0 = a_0 \cos\omega t$. În acest caz, la timpul $t = 0$ deplasarea terenului este $y_0 = a_0$, iar viteza sa este $\dot{y}_0 = 0$. Dacă în acest moment masa se găsea în repaus, adică deplasarea și viteza sa în spațiu erau amîndouă egale cu zero (fig. 41, *a*) condițiile inițiale se pot exprima astfel:

$$y_0 + y = a_0 + y = 0$$

și

$$\dot{y}_0 + \dot{y} = 0 + \dot{y} = 0,$$

de unde

$$y = -a_0 \quad \text{și} \quad \dot{y} = 0.$$

Evident, în cazul considerat, în care terenul începe să se deplaseze după o sinusoidă și cînd în momentul inițial deplasarea și viteza deplasării terenului sînt respectiv $y_0 = 0$ și $\dot{y}_0 = a_0\omega$, condițiile inițiale (fig. 41, *b*) sînt

$$0 + y = 0$$

și

$$a_0\omega + \dot{y} = 0,$$

adică conform cu ecuațiile (26) de la p. 20 și conform cu cele arătate în lucrarea [31], contrar afirmațiilor din recenzia citată [57].

Vom trece acum la analiza modului în care legea de mișcare, adoptată pentru terenul de fundație, acționează asupra sistemului elastic.

În fig. 42 se dau diagramele $y_0(t)$, $\dot{y}_0(t)$ și $\ddot{y}_0(t)$ corespunzătoare legii adoptate pentru mișcarea terenului, adică

$$y_0(t) = a_0 e^{-\varepsilon_0 t} \sin \omega t.$$

Din diagramele amintite rezultă că viteza deplasării $\dot{y}_0$ suferă la timpul $t = 0$ o variație instantanee, în salt, de la zero la $a_0\omega$, iar apoi începe să scadă lent. Deoarece pînă în acest moment terenul a fost în repaus și toate cele trei funcțiuni $y_0(t)$, $\dot{y}_0(t)$ și $\ddot{y}_0(t)$ erau egale cu zero, o astfel de creștere instantanee a vitezei trebuie să fie însoțită de o creștere instantanee a accelerației de la zero la $+\infty$. Întrucît, însă, acestui timp îi corespunde și valoarea maximă a vitezei $\dot{y}_0(t)$ adică în acest moment viteza nu variază, în același moment accelerația trebuie să scadă instantaneu de la $+\infty$ la zero. Dacă scara timpului t se mărește la infinit, cele afirmate mai sus pot fi reprezentate grafic ca în fig. 43. În momentul inițial asupra sistemului acționează o accelerație infinit mare, însă durata acțiunii sale este infinit mică.

Cele arătate mai sus pot apărea ca raționamente cu totul abstracte, care conduc la un rezultat extrem de nedeterminat, deoarece este evident că acțiunea unei accelerații înfinit mari, într-un interval de timp infinit mic, nu poate conduce la o soluție determinată a problemei. În realitate însă, nu este așa.

Transcriind ecuația (5) sub forma

$$m\ddot{y} + (k + i\chi)y = -m\ddot{y}_0(t)$$

aceasta poate fi trasată ca ecuația oscilațiilor forțate ale unui sistem care se află pe un teren imobil, sub acțiunea forței $-m\ddot{y}_0(t)$.

Considerînd problema în acest mod, să analizăm separat numai acțiunea porțiunii inițiale a diagramei din fig. 42, adică acțiunea accelerației instantanee. În intervalul de timp $dt = 0$ acționează forța $-m\ddot{y}_0(t)$ și în consecință produsul dintre această forță și timp exprimă impulsul, a cărui expresie este

$$-m\ddot{y}_0(t)\,dt = J. \qquad (30)$$

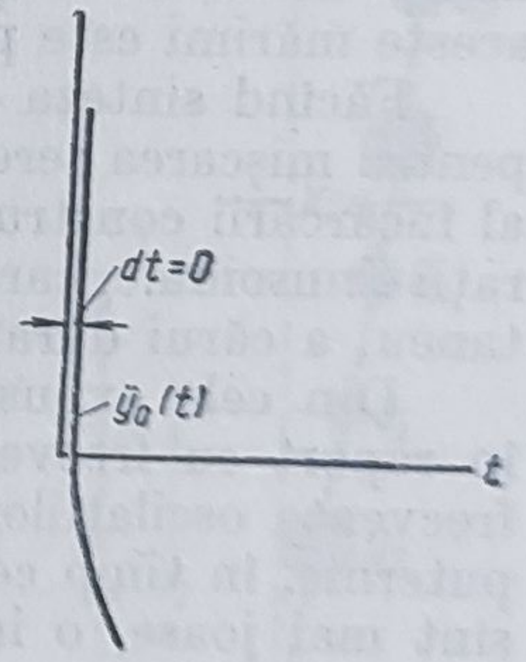


Fig. 43. Diagrama mărită a accelerației terenului de fundație.

Totodată însă, produsul dintre accelerație și intervalul de timp infinit mic dt reprezintă creșterea vitezei, a cărei valoare, conform celor stabilite anterior, este determinată și egală cu $a_0\omega$. Prin urmare, sistemul considerat va fi sub acțiunea impulsului instantaneu $-a_0\omega m$.

Deoarece în momentul inițial sistemul nu avea deformații ($y = 0$) și se afla în repaus ($\dot{y} = 0$ și $\ddot{y} = 0$), în acel moment asupra masei m nu era

aplicată nici o altă încărcare în afară impulsului. În acest caz, după cum se știe, impulsul trebuia să imprime masei m o viteză egală cu intensitatea impulsului, împărțită la masă, adică

$$\frac{-a_0\omega m}{m} = -a_0\omega. \tag{31}$$

La același rezultat se poate ajunge utilizînd condițiile (26) din care rezultă că viteza de deformație a sistemului ($\dot{y}$) în momentul inițial este $-a_0\omega$.

În consecință, în momentul inițial sistemul considerat capătă o viteză inițială $-a_0\omega$, iar apoi, datorită faptului că impulsul este instantaneu, capătă numai oscilații libere. Dacă se neglijează amortizarea, amplitudinea maximă a acestor oscilații se poate determina exprimînd condiția de egalitate între valoarea maximă a energiei potențiale și a celei cinetice a sistemului

$$\frac{ky^2_{max}}{2} = \frac{(-a_0\omega)^2 m}{2} \tag{32}$$

și

$$y_{max} \approx \sqrt{\frac{a_0^2\omega^2 m}{k}} = \sqrt{\frac{a_0^2\omega^2}{p^2}} = a_0\frac{\omega}{p}. \tag{33}$$

De aici rezultă că, deși în momentul inițial accelerația terenului este infinit mare, iar durata acțiunii sale este infinit mică, totuși produsul dintre aceste mărimi este pe deplin determinat ca și problema însăși.

Făcînd sinteza celor expuse, se poate trage concluzia că legea adoptată pentru mișcarea terenului (după o sinusoidă amortizată), din punct de vedere al încărcării construcției conține două părți: o parte sub forma unei accelerații sinusoidale, care variază lent și o altă parte sub forma unui impuls instantaneu, a cărui durată este egală cu zero.

Din cele expuse anterior rezultă că acțiunea acestor doi factori diferă în raport cu frecvențele proprii ale sistemelor. La sistemele rigide, la care frecvența oscilațiilor proprii este mare, impulsul produce un efect mult mai puternic, în timp ce la sistemele mai puțin rigide, ale căror frecvențe proprii sînt mai joase, o influență mai mare are porțiunea următoare a diagramei $y_0(t)$, care corespunde unei solicitări repetate a construcției. În consecință, expresia (33) dedusă pentru y trebuie să corespundă deformațiilor maxime posibile (pe toată durata mișcării terenului de fundație) numai în cazul sistemelor rigide, adică primului caz, cînd ω este mult mai mic decît p (pag. 21).

Din compararea expresiilor (24a) și (33) rezultă că ele sînt identice. Aceasta se datorește faptului că în expresia (24) se ține seama de ambele porțiuni ale diagramei $y_0(t)$, adică se ține seama atît de acțiunea impulsului instantaneu, cît și de porțiunea sinusoidală. În cazul cînd $p \approx \omega$, deplasările maxime se produc mai tîrziu și valoarea lor este condiționată de porțiunea sinusoidală a diagramei $y_0(t)$ și nu de impuls.

Aceste concluzii infirmă şi partea a doua a consideraţiilor făcute în recenzia amintită [57] şi anume că, condiţiile iniţiale (26) fiind eronate, conduc la concluzii greşite.

SISTEME CU MAI MULTE GRADE DE LIBERTATE

Problema oscilaţiilor sistemelor cu mai multe grade de libertate este mult mai complicată decît cea precedentă. Aceasta nu se datoreşte dificultăţilor legate de deducerea ecuaţiilor pentru sistemele cu mai multe grade de libertate sau de rezolvarea lor. Cu privire la această problemă s-au dat soluţii în diferite lucrări publicate pînă în prezent; dificultăţile sînt legate de stabilirea unei astfel de soluţii a sistemului de ecuaţii diferenţiale ale mişcării, de tipul (34), care să poată fi aplicată în practică. Cu alte cuvinte, soluţiile ecuaţiilor

$$\left.\begin{aligned}
&m_1 \frac{d^2(y_0+y_1)}{dt^2} + (k_{11} + i\varkappa_{11})y_1 + \ldots + (k_{1n} + i\varkappa_{1n})y_n = 0;\\
&m_2 \frac{d^2(y_0+y_2)}{dt^2} + (k_{21} + i\varkappa_{21})y_1 + \ldots + (k_{2n} + i\varkappa_{2n})y_n = 0;\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&m_n \frac{d^2(y_0+y_n)}{dt^2} + (k_{n1} + i\varkappa_{n1})y_1 + \ldots + (k_{nn} + i\varkappa_{nn})y_n = 0
\end{aligned}\right\} \quad (34)$$

trebuie să permită deducerea unor expresii finale simple pentru deplasările y şi pentru valorile forţelor seismice S aplicate în orice punct al unui sistem cu n grade de libertate (fig. 44).

Trecînd în partea dreaptă toţi termenii care conţin pe y_0, se obţine sistemul

$$\left.\begin{aligned}
&m_1\ddot{y}_1 + (k_{11} + i\varkappa_{11})y_1 + \ldots + (k_{1n} + i\varkappa_{1n})y_n = -m_1\ddot{y}_0;\\
&m_2\ddot{y}_2 + (k_{21} + i\varkappa_{21})y_1 + \ldots + (k_{2n} + i\varkappa_{2n})y_n = -m_2\ddot{y}_0;\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\
&m_n\ddot{y}_n + (k_{n1} + i\varkappa_{n1})y_1 + \ldots + (k_{nn} + i_{nn})y_n = -m_n\ddot{y}_0
\end{aligned}\right\} \quad (34')$$

Sub această formă, ecuaţiile pot fi tratate ca fiind corespunzătoare oscilaţiilor forţate ale unui sistem cu n grade de libertate încărcat de o serie de forţe fictive $-m_j\ddot{y}_0$, aplicate în toate cele n puncte de aplicaţie ale maselor. Pentru rezolvarea unui astfel de sistem de ecuaţii, se poate folosi principiul independenţei acţiunii forţelor, determinînd deplasările produse de totalitatea forţelor $-m_j\ddot{y}_0$, sub forma sumei algebrice a deplasărilor produse de fiecare forţă în parte.

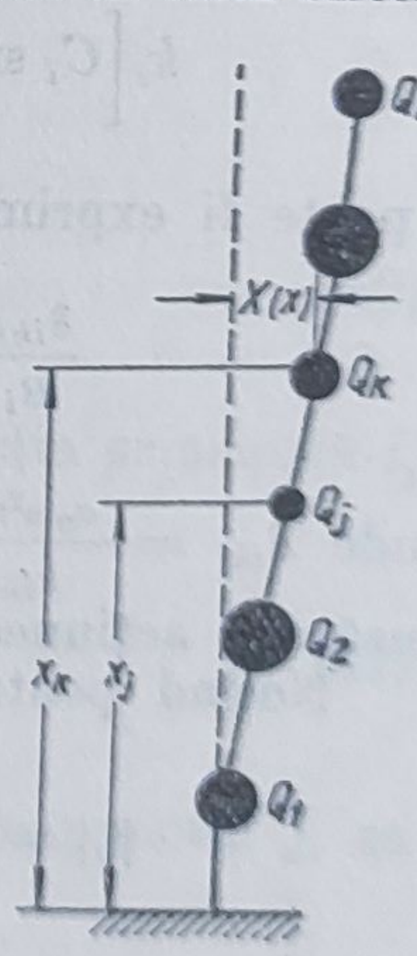


Fig. 44. Schema de calcul a sistemului cu n grade de libertate.

În lucrarea [29] se arată că deplasările în punctul k al sistemului cu un număr oarecare n de grade de libertate, produse de o forţă aplicată într-un alt punct oarecare j, cu condiţia ca oscilaţiile sistemului să poată

fi descompuse în oscilații independente după direcții principale, se pot exprima sub forma*) :

$$y_{kj} = \sum_{1}^{n} k_i \left[C_i \sin(p_i t + \varphi_i) + \frac{1}{\alpha_{ij} p_i} \int_0^t - \ddot{y}_0(u) \sin p_i (t - u)\, du \right], \qquad (35)$$

unde α_{ij} depinde de forma fiecărei oscilații principale (α_i) și de punctul de aplicație al forței fictive $-m_j \ddot{y}_0-(\alpha_j)$;

k_i este coeficientul care caracterizează valoarea deplasării punctului k al sistemului, în raport cu valorile deplasărilor altor puncte după direcția principală respectivă i;

p_i — frecvența oscilațiilor proprii ale sistemului după direcția principală i;

C_i și φ_i — valorile constantelor arbitrare pentru direcțiile principale respective.

Pentru determinarea deplasării totale a punctului k, este necesară însumarea tuturor valorilor y_{kj} :

$$y_k = \sum_{1}^{n} y_{kj} = \sum_{1}^{n} \sum_{1}^{n} k_i \left[C_i \sin (p_i t + \varphi_i) + \right.$$

$$\left. + \frac{1}{\alpha_{ij} p_i} \int_0^t \ddot{y}_0 (u) \sin p_i (t - u)\, du \right]. \qquad (36)$$

Din cele arătate anterior (p. 79) rezultă că fiecare termen

$$k_i \left[C_i \sin (p_i t + \varphi_i) + \frac{1}{\alpha_{ij} p_i} \int_0^t - \ddot{y}_0 (u) \sin p_i (t - u)\, du \right],$$

poate fi exprimat sub forma

$$\frac{\delta_{ikj}}{B_i} \left[e^{-\varepsilon_0 t} \sin (\omega t + \alpha_i) - C_i e^{-\frac{\psi p i}{4\pi}} \sin (p_i t + \varphi_i) \right]$$

unde $\delta_{ikj} = \frac{a_0 \omega^2 m_j}{k_{ikj}}$ este deformația statică în punctul k al sistemului, produsă sub acțiunea forței fictiv $a_0 \omega^2 m_j$ aplicată în punctul j.

Notînd pentru prescurtare,

$$\beta_{it} = \frac{1}{B_1} \left[e^{-\varepsilon_0 t} \sin (\omega t + \alpha_i) - C_i e^{\frac{\psi p i}{4\pi}} \sin (p_i t + \varphi_i) \right], \qquad (37)$$

rezultă

$$\eta_k = \sum_{1}^{n} \beta_{it} \sum_{1}^{n} \delta_{ikj}. \qquad (38)$$

*) Aici α, spre deosebire de lucrarea citată mai sus, are un indice suplimentar j, care arată punctul de aplicație al forței $m_j \ddot{y}_0$.

În cazul sistemelor cu un mare număr de grade de libertate și în special în cazul sistemelor cu masa distribuită, expresia dedusă pentru y_k nu poate fi folosită în calculul practic și trebuie transformată; în acest scop $\sum_1^n \delta_{ikj}$ se poate exprima într-o formă diferită de cea precedentă.

Pentru aceasta, să analizăm modul în care lucrează un sistem oarecare, care se deformează după direcția principală i sub acțiunea forței P_j aplicată în punctul j. Se reamintește că forma (și nu mărimea) deformației sistemului după fiecare direcție principală este absolut independentă de punctul de aplicație al forței. Să admitem că deformațiile sistemului, produse de forța P_j (fig. 45) sînt: $X_i(x_i)$ în punctul j și $X_i(x_k)$ în punctul k. Energia potențială a sistemului deformat este

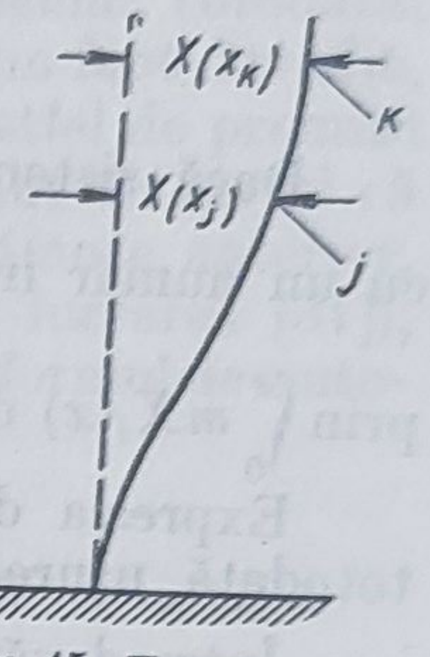


Fig. 45. Forma oscilației după direcția i.

$$W_p = \frac{X_i(x_j)p_j}{2}. \tag{39}$$

Din această expresie poate fi determinat coeficientul de rigiditate pentru punctul j, corespunzător deformării sistemului după direcția considerată i. După cum se știe, expresia acestui coeficient este

$$K_{ijj} = \frac{p_j}{X_i(x_j)},$$

sau

$$K_{ijj} = \frac{2W_P}{X_i^2(x_i)}, \tag{40}$$

În consecință, deformația statică în punctul j, după direcția principală i, produsă de forța $a_0\omega^2 m_j$, aplicată în același punct, este

$$\delta_{ijj} = \frac{a_0\omega^2 m_j}{K_{ijj}} = \frac{a_0\omega^2 m_j X_i^2(x_j)}{2W_p}. \tag{41}$$

Deformația din punctul k, produsă de forța aplicată în punctul j, se determină de relația

$$\frac{\delta_{ikj}}{\delta_{ijj}} = \frac{X_i(x_k)}{X_i(x_j)},$$

de unde

$$\delta_{ikj} = \delta_{ijj}\frac{X_i(x_k)}{X_i(x_j)} = \frac{a_0\omega^2 m_j X_i(x_j)X_i(x_k)}{2W_p}. \tag{42}$$

Însumînd toate valorile deplasărilor δ_{ikj}, se obține

$$\sum_1^n \delta_{ikj} = \frac{a_0\omega^2 X_i(x_k)}{2W_p} \sum_1^n m_j X_i(x_j) \tag{43}$$

iar expresia deplasării y_k devine

$$y_k = \sum_1^n \frac{a_0\omega^2 X_i(x_k)\beta_{it}}{2W_p} \sum_1^n m_j X_i(x_j). \tag{44}$$

Dacă sistemul are masa distribuită, deci dacă se consideră un sistem cu un număr infinit de grade de libertate, produsul $\sum_1^n m_j X_i(x_j)$ se înlocuiește prin $\int_0^e mX_i(x)\,\mathrm{d}x$.

Expresia dedusă poate fi folosită cu ușurință în calculele practice și totodată ușurează interpretarea rezultatelor.

Într-adevăr, integrala $\int_0^e mX_i(x)\mathrm{d}x$ este produsul ordonatelor de pe diagrama de distribuție a maselor și cea a săgeților corespunzătoare formei respective a oscilației. Prin urmare, practic, această mărime poate fi determinată întotdeauna aproximativ, fără a recurge la procedee complicate. Analog, mărimea W_p poate fi folosită în diferite moduri, fie într-o formă simplificată (cînd nu se cer calcule exacte) fie într-o formă exactă, atunci cînd acest lucru este necesar.

În lucrarea [31] valorile forțelor rezistente au fost stabilite pe baza ipotezei lui Voigt în care s-au introdus două corecții. Una dintre ele permitea înlocuirea sistemului de ecuații (de tipul 34) prin ecuații independente, cu cîte o singură variabilă, iar cea de a doua permite exprimarea rezultatelor finale sub o astfel de formă ca ele să corespundă condiției de independență a forțelor rezistente față de frecvența oscilațiilor. Analizînd problema oscilațiilor sistemului cu mai multe grade de libertate, A.G. Nazarov, în lucrarea sa [43], critică prima corecție adusă ipotezei lui Voigt, demonstrînd că este nefundamentată. Autorul este de acord cu părerea că ipoteza admisă în lucrarea [31] are un caracter pronunțat convențional (și a ținut seama de acest lucru); trebuie remarcat însă că forma de aplicare a ipotezei lui Voigt, pe care o recomandă A.G. Nazarov, așa cum rezultă din cele expuse în cap. IV, de asemenea nu este justă.

Esențialul însă, în cazul de față nu-l constituie întrebarea cît de justă este premiza adoptată, din punct de vedere formal ci rezultatul la care conduce aceasta.

Orice ipoteză de calcul, destinată aplicațiilor practice, trebuie aleasă astfel încît calculul care se face pe baza ei să nu fie excesiv de complicat, lipsind de sens adoptarea ipotezei respective în scopuri aplicative. În consecință, la rezolvarea unei probleme cu caracter pur inginerese, fără pretenția de a da o interpretare cu caracter profund științific legilor fizice ale amortizării, era firesc să se adopte o premiză care poate conduce la o simplificare

esențială a modului de rezolvare a sistemului de ecuații diferențiale. Evident, o astfel de simplificare nu trebuie să conducă la erori importante.

Din acest punct de vedere, faptul că în lucrarea [31] au fost admise premizele amintite, ni se pare pe deplin rațional, întrucît aceasta a permis o simplificare considerabilă a operațiilor matematice și reducerea problemei complexe a oscilațiilor amortizate ale sistemelor cu mai multe grade de libertate, la soluția simplă și bine cunoscută a sistemului cu un singur grad de libertate. Satisfacerea strict formală a tuturor condițiilor ipotezei lui Voigt ar fi dus practic, la imposibilitatea de a rezolva această problemă. Totodată, ținînd seama că orice ipoteză este numai o presupunere și nu un fapt dovedit, considerăm că la aplicarea ipotezei lui Voigt, admiterea unei astfel de premize este mai justă decît renunțarea la ea. Acest lucru este confirmat de faptul că valorile deformațiilor y precum și cele ale forțelor seismice S obținute anterior, pe baza premizelor amintite (v. formulele (28) și (35) din lucrarea [31]), sînt întru totul identice cu cele deduse în lucrarea de față (v. formulele autorului (44) și (50)), în care s-a folosit o altă ipoteză*).

5. DETERMINAREA VALORILOR DE CALCUL ALE FORȚELOR SEISMICE

Dacă se admite așa cum s-a arătat la pct. 2 că oscilațiile terenului de fundație se produc conform ecuației (16) se pot determina valorile deplasărilor, iar apoi cele ale accelerațiilor sistemului elastic, care constituie schema de calcul a construcției. Forțele la acțiunea cărora se calculează construcția sînt egale cu produsele dintre masele sistemului și accelerațiile corespunzătoare.

S-ar părea că o astfel de cale de determinare a forțelor seismice este cea mai directă; în realitate însă, forțele seismice pot fi calculate și fără a se face calculul construcției la forțele de inerție corespunzătoare accelerațiilor calculate. În acest fel se simplifică considerabil și procedeul de calcul.

Într-adevăr, condiția de echilibru pe timpul oscilațiilor se exprimă anulînd suma forțelor de inerție, a forțelor elastice și a celor rezistente. Prin urmare, forțele de inerție care se produc în construcție în urma deplasării terenului de fundație, sînt echilibrate atît de forțele elastice, cît și de cele rezistente. Întrucît eforturile unitare din elementele construcției depind numai de forțele elastice, atunci cînd valoarea acestora poate fi determinată fără a se face calculul direct al forțelor de inerție, poate să nu mai fie necesară aflarea accelerațiilor.

Să vedem cum poate fi rezolvată această problemă.

Forțele elastice care se produc în sistem depind direct numai de săgeata y_k a acestuia (adică sînt direct proporționale cu săgeata). Considerînd deformațiile sistemului după fiecare direcție i în parte, așa cum rezultă din cele arătate anterior, y_{ik} este proporțional cu $X_i(x_k)$. Astfel, întrucît forma deformației sistemului după fiecare direcție principală este absolut similară cu forma oscilației libere corespunzătoare, rezultă că ea poate fi produsă numai

*) La compararea formulelor din lucrarea [31] cu cele din lucrarea de față, trebuie să se țină seama că în aceasta din urmă, mărimile $(\omega^2 + s_0^2)$ și α_{0i} sînt respectiv ω^2 și zero.

de forțe similare cu cele care se nasc în timpul oscilațiilor libere. Forțele care produc deformarea sistemului după forma i:

$$\left.\begin{aligned} P_{ia} &= X_i(x_a)\, m_a p_i^2; \\ P_{ib} &= X_i(x_b)\, m_b p_i^2; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ P_{ik} &= X_i(x_k)\, m_k p_i^2; \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ &\cdots\cdots\cdots\cdots \\ P_{in} &= X_i(x_n)\, m_n p_i^2, \end{aligned}\right\} \tag{45}$$

sînt direct proporționale cu masele și deplasările lor.

Pe baza considerentelor de mai sus, se poate afirma că dacă în timpul oscilațiilor libere după direcția i forțele $P_{ia}, P_{ib}, \ldots, P_{in}$ produc săgețile $X_i(x_a)$ $X_i(x_b)$, săgețile $y_{ia}, y_{ib}, \ldots, y_{jk}$ trebuie să producă niște forțe $S_{ia}, S_{ib}, \ldots, S_{ik}$, similare cu forțele P_i. În consecință

$$\frac{X_i(x_k)}{y_{ik}} = \frac{P_{ik}}{S_{ik}}, \tag{46}$$

de unde

$$S_{ik} = \frac{y_{ik}}{X_i(x_k)}\, P_{ik} = m_k p_i^2 y_{ik} = \frac{a_0 \omega^2 m_k p_i^2}{2W_p}\, \beta_{it} X_i(x_k) \sum_1^n m_j X_i(x_j). \tag{47}$$

După cum se știe, expresia patratului frecvenței oscilațiilor proprii p_i^2, se poate scrie sub forma:

$$p_i^2 = \frac{2W_p}{\sum_1^n m_j X_i^2(x_j)}. \tag{48}$$

Înlocuind această expresie a lui p_i^2 în expresia lui S_{ik}, rezultă

$$S_{ik} = a_0 \omega^2 m_k \beta_{it}\, \frac{X_i(x_k) \sum_1^n m_j X_i(x_j)}{\sum_1^n m_j X_i^2(x_j)}. \tag{49}$$

Pentru a obține o expresie mai convenabilă pentru calculul practic, se înlocuiește m prin $\frac{Q}{g}$, se schimbă ordinea factorilor, iar constantele se scot în afara semnului sumei; rezultă astfel

$$S_k = \sum_1^n S_{ik} = \frac{a_0 \omega^2}{g} \sum_1^n \beta_{it}\, \frac{X_i(x_k) \sum_1^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_1^n Q_j X_i^2(x_j)}\, Q_y. \tag{50}$$

În această expresie a forței S_k greutatea Q_k este înmulțită cu trei factori. Primul dintre aceștia

$$\frac{a_0\omega^2}{g} \tag{51}$$

este independent de parametrii sistemului elastic și exprimă raportul dintre accelerația maximă a terenului de fundație care se deplasează și accelerația forței gravitației. Acest factor caracterizează intensitatea cutremurului, adică corespunde coeficientului K, care exprimă gradul de seismicitate al regiunii.

Valoarea factorului al doilea

$$\beta_{it} = \frac{1}{B_i}\left[e^{-\varepsilon_0 t}\sin(\omega t + \alpha_i) - C_i e^{-\frac{\psi p_i}{4\pi}}\sin(p_i t + \varphi_i)\right] \tag{52}$$

este determinată în primul rînd de raportul dintre frecvența ω și p_i și caracterizează efectul dinamic al deplasării terenului de fundație asupra construcției. Acest coeficient poartă denumirea de coeficient dinamic*). Indicele t arată că coeficientul β variază în timp.

Cel de-al treilea factor

$$\frac{X_i(x_k)\sum_1^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_1^n Q_j X_i^2(x_j)} \tag{53}$$

depinde direct numai de forma oscilațiilor sistemului și de distribuția maselor. Ca și primul factor, acesta este independent de raportul dintre frecvența oscilațiilor proprii și cea a oscilațiilor forțate. În cele ce urmează acest factor s-a notat prin η și este denumit „corecția formei oscilațiilor". Evident în cazul unui sistem cu mai multe grade de libertate η are mai multe valori.

Conform celor arătate mai sus, expresia forței seismice care se aplică în punctul k se poate scrie astfel:

$$S_k = K_c\sum_1^n \beta_{it}\eta_{ik}Q_k, \tag{54}$$

sau

$$S_k = \sum_1^n S_{ik}.$$

---

*) *N.T.* Modul în care a fost obținut coeficientul β și semnificația dată de autor face ca această metodă, introdusă în prescripțiile sovietice SN 8-57, să aibă un caracter principal diferit de alte metode introduse în prescripții oficiale (S.U.A., Mexic, R.P.R.). Pentru a evita confuzii, metoda prof. I. L. Korcinski poate fi denumită conform cu caracterizarea dată de autor, ca „metoda coeficientului de dinamicitate β", iar metodele bazate pe teoria spectrelor de reacțiune (S.U.A., Mexic, R.P.R.) pot fi denumite „metode spectrale". Ambele metode sînt în esență dinamice.

În legătură cu caracterul modern al calculului dinamic, merită să fie menționat faptul că în concluziile celei de a II-a Conferințe Mondială pentru Seismologie Inginerească (PSWCEE — vol. III), se subliniază că numai patru țări de pe glob au prescripții de calcul bazate pe o teorie dinamică și anume: S.U.A., U.R.S.S., Mexic și R.P.R.

Din relația (54) rezultă că forța seismică S_k este o sumă de mai mulți termeni (S_{ki}); în consecință, calculul este cu atît mai precis cu cît este mai mare numărul de termeni care se ia în considerație. Totuși trebuie să se aibă în vedere că factorii β_{it} variază în timp și de aceea determinarea forței S_k sub forma unei sume este foarte dificilă și practic irealizabilă.

Cu privire la această problemă părerile sînt împărțite.

Punctul de vedere al unor autori se bazează pe considerentele expuse în continuare.

Analiza seismogramelor cutremurelor arată că, în general, orice cutremur începe sub forma unui proces de oscilație cu frecvență mare, apropiat de acțiunea unui impuls, care apoi se transformă în oscilații cu frecvențe din ce în ce mai joase. Acțiunea acestor procese de oscilație asupra sistemelor cu diferite frecvențe proprii, este diferită. Acțiunea dinamică a impulsului asupra sistemelor rigide, la care frecvența oscilațiilor proprii este mare, este importantă și coincide în timp cu momentul aplicării impulsului. Dimpotrivă, deplasările maxime ale sistemelor cu frecvențe joase, corespund porțiunii următoare de pe seismogramă și ele se produc abia după o anumită durată a oscilațiilor terenului de fundație.

În consecință, trebuie să admitem că și valorile maxime ale diferiților termeni din seria (54) adică ale forțelor S_{ik} corespunzătoare oscilațiilor sistemului după diferitele forme ale oscilațiilor proprii, ale căror frecvențe sînt, în mod obișnuit, foarte diferite, de asemenea sînt decalate între ele în timp. Forțele seismice corespunzătoare unei frecvențe mari a construcției, se produc și ajung la valoarea lor maximă, înainte de a se fi produs oscilațiile corespunzătoare frecvenței joase a construcției. În momentul în care acestea din urmă ajung la intensitatea lor maximă, primele oscilații sînt de acum neglijabile sau complet amortizate (fig. 46, *a*).

Astfel, forțele seismice S_{ij}, corespunzătoare formelor mai joase și mai înalte ale oscilațiilor construcției, ajung la valori maxime la momente de tip diferite, destul de depărtate între ele. De aceea, se poate admite că valoarea maximă a forței S_k fie că este egală cu valoarea maximă a acestei forțe după una din direcțiile principale i (adică S_{ik}), fie că este destul de apropiată de aceasta. În consecință, se recomandă ca în calculele practice să se determine separat toate valorile maxime posibile ale eforturilor după fiecare direcție principală în parte, calculul construcției efectuîndu-se la gruparea cea mai defavorabilă.

Procedînd astfel la determinarea forței S_k, dispare necesitatea de a calcula valoarea curentă a coeficientului β_{it} întrucît practic nu prezintă interes decît valoarea sa maximă, care se notează prin β_i.

În concluzie, schema principială de calcul a construcției la solicitări seismice sau mai exact a determinării încărcărilor seismice, constă din calcularea mai multor grupări de încărcări posibile, corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor libere ale sistemului, cu formula

$$S_{ik} = K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k. \tag{55}$$

Conform acestui procedeu, calculul constă din determinarea încărcării celei mai defavorabile a construcției și evident, pentru diferitele părți ale construcțiilor, cele mai defavorabile pot fi diferitele grupări de forțe seismice,

adică de forțe S_{ik} după diferite direcții principale. Această metodă de calcul, prin analogie cu calculul static la diferite grupări de încărcări, necesită aflarea diagramelor înfășurătoare (pentru momente, forțe tăietoare etc.) și verificarea rezistenței elementelor portante ale construcției la aceste diagrame.

Referindu-se la această metodă de calcul, autorul lucrării [43] arată că în modul acesta se determină limita inferioară a încărcării seismice. O astfel de formulare poate crea impresia că metoda de calcul recomandată conduce în general la încărcări mai mici decît cele reale și în consecință, nu poate asigura construcției rezistența necesară. Afirmația că acest calcul permite să se determine numai limita inferioară a încărcării seismice, este inexactă. Chiar dacă modul de determinare a încărcării seismice este privit numai din punct de vedere matematic, nici atunci nu se poate afirma că suma tuturor termenilor expresiei (54) trebuie să fie totdeauna mai mare decît un singur termen oarecare. Dacă însă, procedeul de determinare a încărcării de calcul este privit din punct de vedere ingineresc, pe lîngă determinarea formală a maximului expresiei (54), este necesar să se țină seama și de probabilitatea ca toate valorile maxime ale coeficientului β_i (corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor construcției) să coincidă la fiecare cutremur. Chiar dacă s-ar admite că ar fi de 100% probabilitatea ca o anumită valoare a coeficientului β_i să ajungă la valoarea maximă de calcul la fiecare cutremur, devine îndoielnică probabilitatea ca două sau mai multe valori ale coeficientului β_i să ajungă la un același cutremur și în același timp la valorile lor maxime.

Pe baza acestor considerente și a celor expuse (p. 91), practic este mai just să se admită că valorile maxime ale forțelor seismice nu vor depăși prea mult valorile care se determină pentru fiecare formă în parte. În consecință, metoda de calcul folosită în practică, nu trebuie complicată pe baza unor considerente îndoielnice și în bună parte formale.

Alți autori susțin că succesiunea, descrisă anterior, a porțiunilor caracteristice ale seismogramei, este valabilă numai în principiu. În realitate, procesul de oscilație are un caracter dezordonat și este posibil ca impulsuri izolate, cu perioadă scurtă, să se producă și ulterior cînd oscilațiile construcției, corespunzătoare formei celei mai joase a oscilațiilor ajung la valoarea lor maximă (fig. 46, *b*).

În acest caz, considerațiile privitoare la decalarea în timp a valorilor maxime (fig. 46, *a*) nu mai sînt justificate și devine mai reală probabilitatea ca forțele seismice maxime, corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor să coincidă în timp. De aceea, este mai just să se ia în considerație faptul că încărcarea poate să crească considerabil, iar calculul elementelor portante de construcție să se facă la acțiunea simultană a diferitelor grupări de încărcări. În acest caz, este mai just să se țină seama de acțiunea simultană a unor astfel de încărcări nu prin determinarea unor forțe seismice noi, ci pe baza calculului eforturilor rezultante (momentelor, forțelor tăietoare etc.) din diferitele elemente de construcție. Conform teoriei probabilităților, expresia cea mai apropiată de realitate a eforturilor rezultante este

$$\sqrt{\sum_{1}^{n} \Phi_i^2}, \qquad (56)$$

unde Φ_i reprezintă valorile momentelor, forțelor tăietoare etc., din secțiunea considerată a elementului de construcție, corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor.

Unii autori au emis încă un al treilea punct de vedere, considerînd că limita superioară a încărcării seismice trebuie să fie suma aritmetică a tuturor

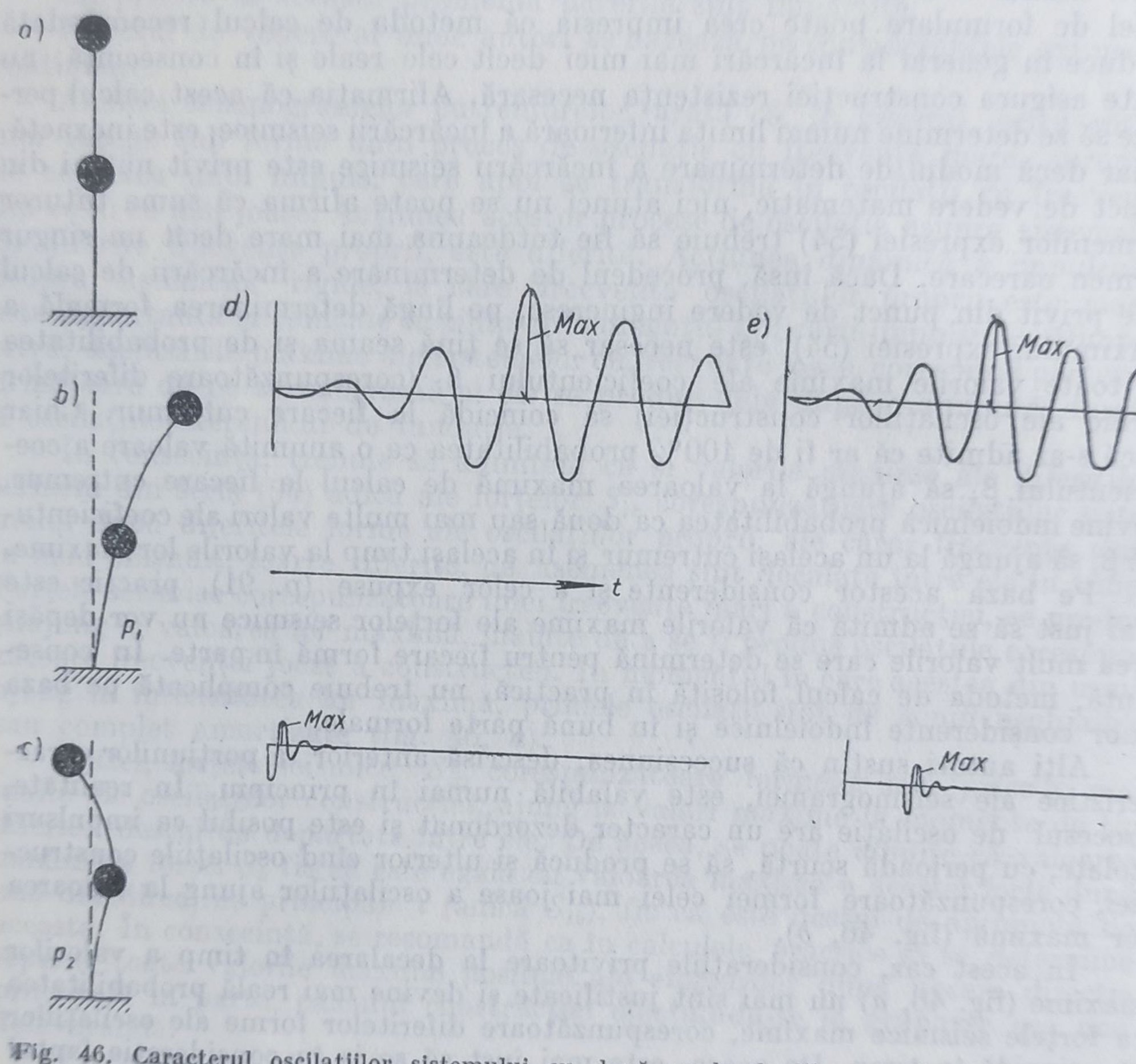


Fig. 46. Caracterul oscilațiilor sistemului cu două grade de libertate, după direcțiile sale principale.

forțelor S_{ik}, după toate direcțiile principale ale sistemului. Din punct de vedere practic, un astfel de procedeu de determinare a valorii maxime a forțelor seismice, nu corespunde de loc fenomenului real, întrucît impune ca toate valorile maxime să coincidă exact în timp și în același timp, pentru toate formele oscilațiilor construcției, valorile de calcul ale coeficientului β_{ik} să fie maxime.

Exemplele de calcul al unor clădiri obișnuite, efectuate pe baza primelor două principii, arată că diferența dintre valorile eforturilor, în aceste două cazuri, nu este prea mare. De aceea, la majoritatea construcțiilor, practic,

este indicat să se aplice primul principiu, calculul făcîndu-se separat pentru fiecare formă a oscilației. Mai mult, așa cum se arată în continuare (cap. III), la majoritatea clădirilor obișnuite numai prima formă a oscilațiilor, cea mai joasă, are o importanță practică. În ce privește însă construcțiile flexibile de tipul coșurilor de fum, pilonilor etc., la care perioadele oscilațiilor fundamentale sînt relativ mari (peste 0,6 s) este posibil ca cele două metode de calcul să dea rezultate mai mult sau mai puțin diferite. În acest caz este mai greu să se acorde preferință unei anumite metode. Considerăm că metoda de calcul trebuie stabilită în raport cu importanța construcției. În cazul construcțiilor mai puțin importante, este indicat să se aplice procedeul cel mai simplu, adică cel corespunzător primului punct de vedere, iar în cazul construcțiilor de importanță mai mare cea de-a doua metodă de calcul, conform cu formula (56).

În unele cazuri practice poate apărea necesitatea de a determina și valorile săgeților posibile ale construcțiilor, produse de cutremur. Săgețile corespunzătoare fiecărei direcții principale i se pot calcula cu ajutorul ecuației (47). Rezolvînd această ecuație în raport cu y_k rezultă

$$y_{ik} = \frac{S_{ik}}{m_k p_i^2}. \tag{57}$$

Înlocuind în (57) expresia forței S_{ik} din (50) și ținînd seama de notațiile adoptate (adică β_i și η_{ik}) pentru săgeata y_{ik} se obține următoarea expresie

$$y_{ik} = \frac{K_c \beta_i \eta_{ik} Q_k}{m_k p_i^2} = \frac{K_c g \beta_i \eta_{ik}}{p_i^2}. \tag{58}$$

Se reamintește că y_k nu este deplasarea punctului k, ci săgeata în acest punct (v. fig. 44). Valoarea deplasării punctului k, în raport cu cazurile $p > \omega$ sau $p < \omega$ se poate considera egală aproximativ, cu $y_0 + y_{ik0}$ sau $y_0 - y_{ik}$ iar în cazul $p = \omega$ se poate lua y_{ik}.

6. DIAGRAMA COEFICIENTULUI DINAMIC β ȘI ANALIZA ACESTUI COEFICIENT

Așa cum s-a arătat anterior, din prelucrarea seismogramelor a rezultat că valoarea medie a decrementului amortizării este aproximativ 0,1. Ținînd seama de această valoare și admițînd că raportul $\frac{\psi}{2\pi}$ (care exprimă amortizarea în construcție) este egal cu 0,1, ceea ce corespunde aproximativ amortizării la clădirile pe schelet de beton armat și la cele de zidărie, au fost calculate valorile maxime ale coeficientului β, corespunzătoare diferitelor rapoarte între frecvențele oscilațiilor proprii ale sistemului și cele ale oscilațiilor forțate. Se reamintește că pentru diferite valori ale raportului $\frac{p}{\omega}$ coeficientul β ajunge la valori maxime, pentru diferite valori ale timpului (t). Rezultatele acestor calcule sînt ilustrate pe diagrama din fig. 47, *a**).

*) Se atrage atenția că diagrama β a fost construită într-o formă întrucîtva neobișnuită: pe axa absciselor s-a luat $\frac{p}{\omega}$ în loc de $\frac{\omega}{p}$ așa cum se procedează în general.

Această diagramă este asemănătoare curbei de rezonanță obișnuită a oscilațiilor forțate, cînd variază frecvența încărcării.

Trebuie remarcat însă, că ordonatele diagramei β diferă de cele ale curbei de rezonanță și astfel, de exemplu, pentru $p = \omega$ ele reprezintă $0{,}586 \approx$ $\approx 0{,}6$ din valoarea corespunzătoare regimului staționar. Este evident că această valoare a ordonatei corespunde numai valorilor admise în calcul pentru $\varepsilon_0 T$ și $\frac{\psi}{2\pi}$, variind o dată cu acești parametri.

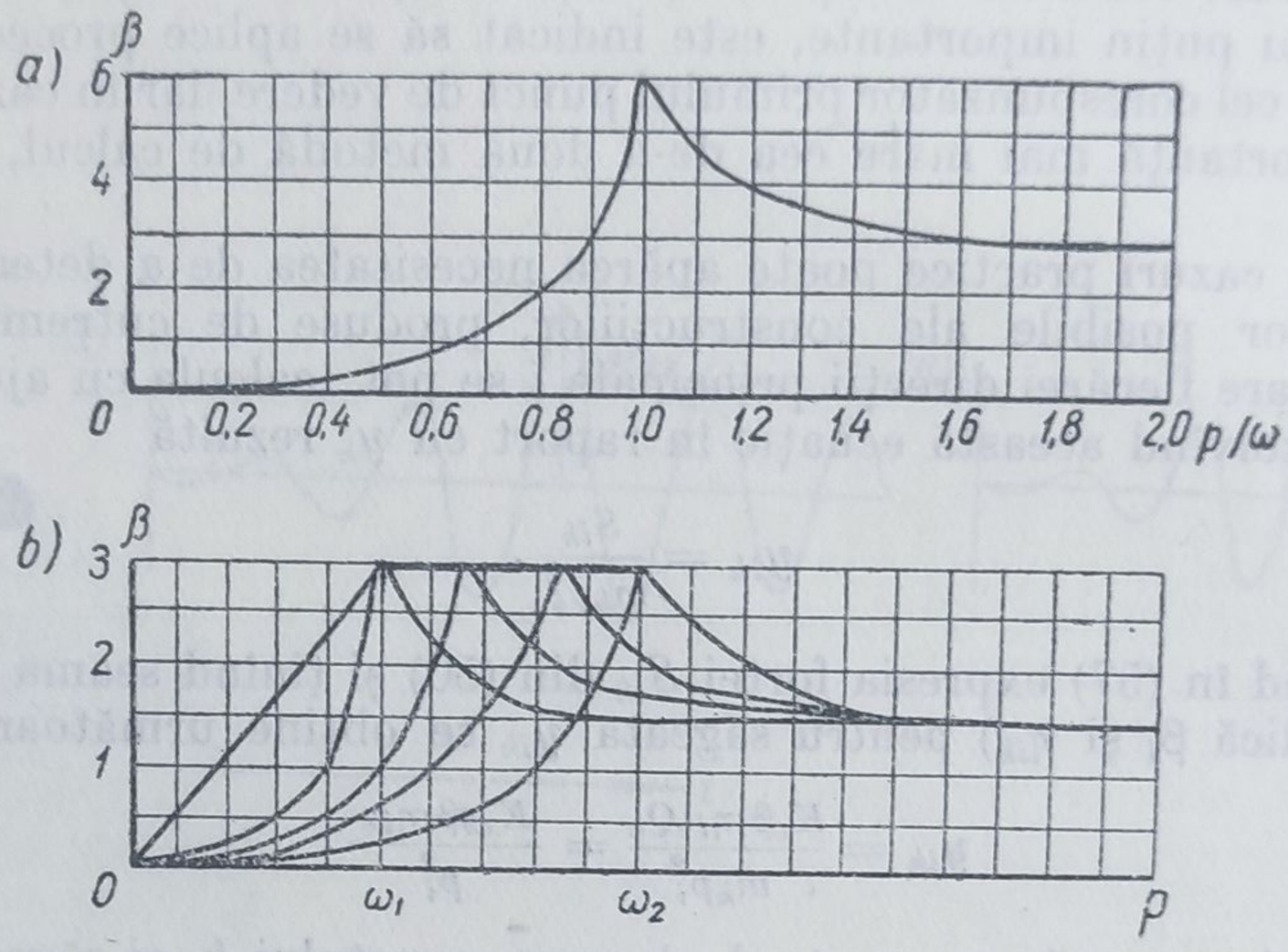


Fig. 47. Diagramele coeficientului dinamic β;
a — în funcție de $\frac{p}{\omega}$; b — în funcție de p; c — în funcție de T.

Astfel, dacă un șoc seismic real ar produce oscilații ale terenului de fundație, numai cu o singură perioadă și dacă acestor oscilații le-ar corespunde accelerația maximă $a_0\omega^2$, efectul său dinamic asupra unei construcții cu frecvența oscilațiilor proprii $p = \omega$ ar fi egal aproximativ cu 6. În realitate, oscilațiile terenului nu se produc numai cu o singură perioadă și în consecință, accelerația maximă înregistrată corespunde acțiunii tuturor componentelor procesului de oscilație și nu unei singure componente. În modul acesta, evident, efectul rezultant este mai mic deoarece construcția poate să fie în rezonanță numai cu o singură componentă a procesului de oscilație a terenului, chiar dacă aceasta este cea mai puternică.

În consecinţă, în calculele practice, efectul dinamic maxim posibil, produs de o singură componentă a procesului de oscilaţie a terenului, trebuie corectat cu ajutorul unui coeficient subunitar. Ţinînd seama că stabilirea valorii unui astfel de coeficient de corecţie este o problemă dificilă, se poate admite că eroarea va fi minimă atunci cînd coeficientul se va lua egal cu media dintre zero şi 1 adică egal cu 0,5. Aplicarea acestei corecţii la coeficientul β conduce la micşorarea de două ori a tuturor ordonatelor diagramei din fig. 47, *a*.

Ţinînd seama de ipoteza admisă anterior, că frecvenţele componentei celei mai importante a procesului de oscilaţie pot avea diferite valori de la ω_1 pînă la ω_2, se ajunge la concluzia că la toate construcţiile ale căror frecvenţe proprii se înscriu în intervalul ω_1 pînă la ω_2, efectul dinamic maxim este acelaşi. Acest lucru poate fi exprimat grafic ca în fig. 47, *b*.

La construirea diagramei β s-a ţinut seama numai de oscilaţiile terenului care se produc cu frecvenţe corespunzătoare acceleraţiilor maxime ale suprafeţei solului, neglijîndu-se oscilaţiile cu frecvenţe joase, produse într-o fază ulterioară a cutremurului. Cu toate că aceste oscilaţii nu se produc cu acceleraţii mari, totuşi ele pot prezenta pericol pentru construcţiile cu frecvenţe proprii joase. Ţinînd seama de observaţia de mai sus, diagrama se corectează întrucîtva, aşa cum s-a făcut în fig. 47, *b*, prin înlocuirea porţiunii iniţiale curbe, printr-o dreaptă.

Diagrama β, exprimată în funcţie de frecvenţă, este întrucîtva incompletă, întrucît îi lipseşte domeniul frecvenţelor înalte în care valoarea coeficientului β iniţial scade, iar apoi creşte la infinit. Pentru a cuprinde şi acest domeniu pe axa absciselor, în locul frecvenţei trebuie luată perioada T; diagrama construită în acest mod, este arătată în fig. 47, *c*.

Din punct de vedere practic, problema alegerii valorilor limită ale frecvenţelor ω_1 şi ω_2, corespunzătoare acceleraţiilor maxime posibile, are o importanţă deosebită. Dificultăţile legate de această problemă se datoresc faptului că frecvenţele ω_1 pînă la ω_2 depind de structura geologică a terenului şi în consecinţă, diferă de la un punct la altul al terenului. În perioada în care s-a construit diagrama β admisă astăzi în SN 8-57, datele de care se dispunea în acea vreme, cu privire la regiunile seismice ale U.R.S.S., erau extrem de limitate, corespunzînd numai cutremurelor slabe şi de aceea nu au fost suficiente pentru determinarea cu precizie a frecvenţelor ω_1 şi ω_2.

Cu toate aceste dificultăţi s-a considerat că trecerea la metoda nouă de calcul dinamic, chiar dacă aceasta se bazează pe date foarte aproximative, este mai indicată decît păstrarea vechii metode bazate pe teoria statică. În consecinţă, iniţial, în scopul trecerii la calcule concrete, pe baza prelucrării unui număr limitat de seismograme, în broşura [31] s-a făcut propunerea de a se admite că în timpul cutremurelor acceleraţiile maxime corespund intervalului de la 0,25 pînă la 0,63 s. Această diagramă β, propusă iniţial şi construită în raport cu coordonatele β şi T (în loc de β şi ω ca în broşura [31]), este trasată cu linie plină în fig. 48*).

*) Se menţionează că în anumite lucrări, ca de exemplu [26, 43, 44], propunerea făcută de autor în broşura [31] este prezentată eronat. Autorii lucrărilor citate afirmă că diagrama β este incompletă, lipsindu-i porţiunea corespunzătoare valorilor mici ale perioadelor T. În cea de-a doua lucrare citată, autorului lucrării de faţă i se atribuie o metodă de integrare a ure-

Datorită faptului că valorile recomandate pentru intervalul ω_1 pînă la ω_2 nu prezentau suficientă certitudine, în lucrarea amintită (de exemplu la p. 22, 45, 59) a fost menționată necesitatea de a se continua cercetările în vederea corectării diagramei β propuse și în special pe baza unei metode experimentale analogă cu aceea propusă de M. A. Biot [68, 69].

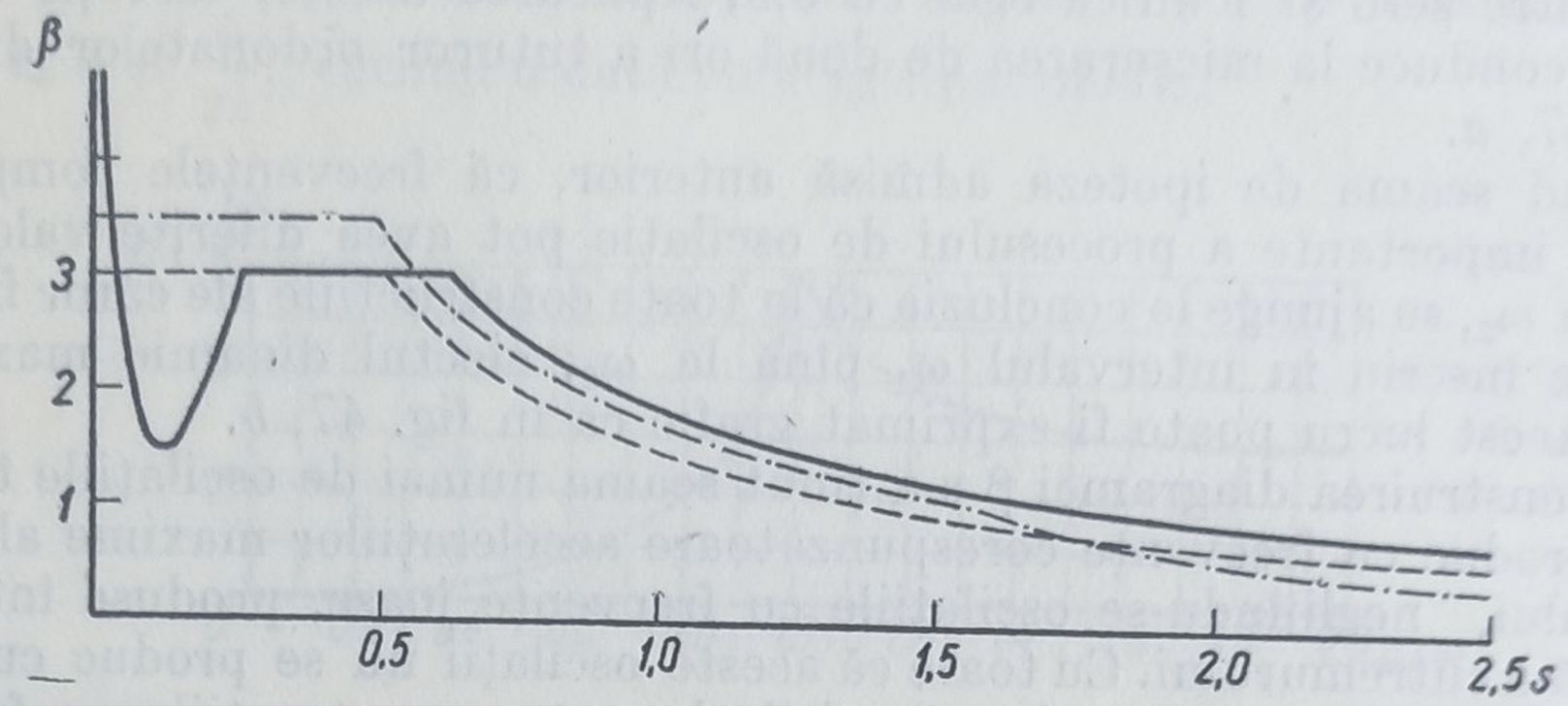


Fig. 48. Diagrama β. Curba continuă corespunde datelor din [31]; linia întreruptă reprezintă prima propunere făcută cu ocazia revizuirii P.S.P. 101-51; linia punctată corespunde datelor din [38].

În prima redactare a noilor norme*), care urmau să înlocuiască P.S.P. 101-51, limitele ω_1 pînă la ω_2 au fost corectate întrucîtva, admițîndu-se că accelerațiile maxime ale terenului corespund perioadelor de la zero pînă la 0,5 s. Aceste valori sînt de asemenea reprezentate în fig. 48 cu linie întreruptă.

Așa cum s-a arătat anterior, S. V. Medvedev a publicat în lucrarea sa [38], apărută ulterior (1956), rezultatele prelucrării seismogramelor cutremurelor cu intensitatea pînă la gradul 8, înregistrate în U.R.S.S. Întrucît metoda de prelucrare a seismogramelor, adoptată de S. V. Medvedev a fost cu totul diferită, compararea rezultatelor sale cu cele ale autorului, prezintă un interes deosebit. Trebuie menționat că, pe baza cercetărilor sale, S. V. Medvedev nu a obținut diagrama β, ci valorile unor mărimi care au fost numite de el „accelerații echivalente“ pentru sistemele cu un singur grad de libertate și cu amortizarea $\psi = 1$, în intervalul de perioade de la zero pînă la 2,5 s. Aceste „accelerații echivalente“ exprimă rapoartele dintre accelerațiile maxime produse de cutremur, în sistemele cu diferite perioade ale oscilațiilor proprii și accelerațiile maxime care se produc într-un sistem a cărui perioadă a oscilațiilor proprii este $T = 0{,}25$ s. În consecință, diagrama de „accelerații echivalente“ exprimă rapoartele

$$\frac{K_c \beta_i g}{K_c \beta_{0,25} g} = \frac{\beta_i}{\beta_{0,25}},$$

gistrărilor reale ale cutremurelor. În lucrarea autorului [31], pe baza analizei seismogramelor a fost propusă doar o schemă convențională de calcul al mișcărilor terenului și s-au făcut propuneri cu privire la valorile limitelor ω_1 și ω_2, precum și cu privire la valoarea coeficientului β corespunzătoare limitelor ω_1 pînă la ω_2. Autorul nu a propus niciodată nici un fel de metodă de integrare a înregistrărilor reale ale cutremurelor.

*) Prima redactare a proiectului „Norme de construcție în regiuni seismice“. Referat tehnico-științific, TNIISK, 1955, nr. 5328, 5201/*d*, 5115/*f*.

adică este tot diagrama β însă exprimată în locul valorilor absolute, prin niște valori relative, reduse la ordonata corespunzătoare perioadei $T = 0{,}25$ s, care a fost luată ca unitate. Pentru a obține diagrama β pe baza datelor lui S. V. Medvedev, este necesar să se determine valoarea absolută a efectului dinamic pentru o anumită valoare (arbitrară) a accelerației echivalente.

În acest scop, se poate folosi tabela 4 din aceeași lucrare [38] a lui S. V. Medvedev, în care se dau rapoartele dintre amplitudinele deplasărilor unui pendul avînd perioada oscilațiilor proprii $T = 0{,}25$ s și deplasările terenului sub acțiunea „oscilației modulate" cu diferite frecvențe. Această „oscilație modulată", după părerea autorului, produce același efect ca și solicitarea seismică. Conform tabelului amintit, atunci cînd frecvențele oscilațiilor proprii ale pendulului sînt egale cu cele ale „oscilației modulate", raportul dintre deplasarea pendulului și deplasarea terenului este 2,76 și acest raport caracterizează efectul dinamic pentru $T = 0{,}25$ s.

Întrucît S. V. Medvedev a determinat efectul dinamic pentru cazul $\psi = 1$, este evident că pentru o altă valoare a coeficientului ψ efectul este diferit și necesită corecții. Pentru ca aceste corecții să corespundă metodei adoptate, în lucrarea [38] vom folosi relația dată în această lucrare în care se arată că influența amortizării se ia în considerație prin introducerea factorului $\varepsilon(\lambda)$ pe care S. V. Medvedev l-a numit „coeficient de amortizare". Expresia acestui coeficient este

$$\varepsilon(\lambda) = \frac{1}{\sqrt{2\lambda}} = \frac{1}{\sqrt{\psi}},$$

unde λ este decrementul logaritmic al amortizării.

În consecință, efectul dinamic în cazul sistemului cu $T = 0{,}25$ s, conform cu rezultatele cercetărilor lui S. V. Medvedev și pentru $\psi = 0{,}63$ este

$$2{,}76\,\frac{1}{0{,}63} = 3{,}48 \approx 3{,}5.$$

Pe baza valorii absolute, obținute astfel, a accelerației echivalente (pentru $T = 0{,}25$ s) în fig. 48 a fost reprezentată diagrama accelerațiilor echivalente recomandate, care de data aceasta reprezintă diagrama β (curbă trasată cu linie-punct).

Din fig. 48 rezultă că toate cele trei curbe, practic, coincid satisfăcător, cu excepția porțiunii corespunzătoare valorilor perioadei T cuprinse între 0 și 0,25 s.

În perioada în care se discuta această propunere, comparația încă nu fusese făcută și unii specialiști s-au pronunțat în favoarea corectării diagramei β, în vederea apropierii sale de datele experimentale obținute în alte țări. S-a admis că accelerațiile maxime ale terenului corespund perioadelor cuprinse între 0,15 și 0,3 s. Aceste valori sînt trecute în fig. 49.

Din analiza diagramei din fig. 49*) rezultă că valorile coeficientului β prezintă patru porțiuni caracteristice: partea din stînga, care corespunde

*) *N. T.* Se menționează că axa OT din fig. 49 este axa perioadelor de vibrație proprie și nu a timpului t.

sistemelor foarte rigide ($T \approx 0$—$0{,}05$ s), se caracterizează prin valori foarte mari ale coeficientului β cînd accelerațiile maxime se produc în sistem aproape instantaneu, o dată cu începerea oscilațiilor terenului. Aceasta se explică prin aplicarea bruscă a încărcării, care acționează în momentul inițial ca un impuls. Porțiunea a doua corespunde intervalului $T \approx 0{,}05$—$0{,}15$ s,

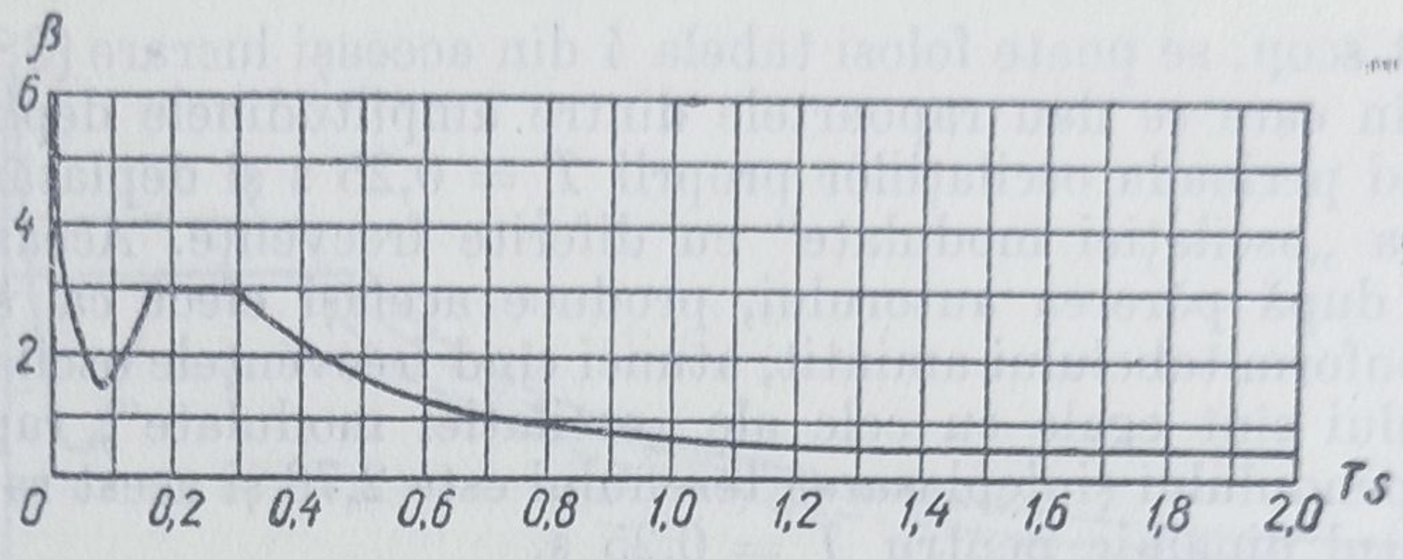


Fig. 49. Diagrama β corectată.

în care se observă o oarecare micșorare a coeficientului β, a cărui valoare maximă este întîrziată întrucîtva față de momentul începerii mișcării terenului. Porțiunea a treia este similară cu zona rezonanței ($T \approx 0{,}15$—$0{,}3$ s). În această porțiune β ajunge la valoarea sa maximă, egală cu 3, numai după repetarea solicitării sistemului de către terenul de fundație, cu o mare întîrziere față de momentul începerii cutremurului. În fine, porțiunea a patra a diagramei ($T > 0{,}3$ s) este caracterizată printr-o scădere continuă a coeficientului β o dată cu creșterea flexibilității sistemului; către sfîrșitul acestei porțiuni se observă o amortizare aproape completă, adică masa nu capătă aproape nici un fel de accelerații.

În cele ce urmează se va analiza fenomenul care se produce în realitate.

Unul dintre tipurile cele mai rigide de construcții îl constituie masivele de piatră și diferitele monumente masive. Este știut că aceste construcții sînt adeseori distruse de cutremure [14]. Trebuie remarcat însă că forțele de inerție capabile să le distrugă ar trebui să corespundă unor accelerații foarte mari, care depășesc sensibil accelerațiile terenului și se exprimă prin gradul cutremurului. Cercetînd aceste fenomene, unii cercetători au fost de părere că în timpul oscilațiilor terenului, în anumite momente, se produc variații foarte mari ale vitezelor, constituind un fel de discontinuități ale acestora [41]. Astfel de accelerații au fost remarcate de exemplu pe accelerogramele înregistrate cu ocazia cutremurului de la Long-Beach. După cum arată Lod-Brown, la Long-Beach au fost înregistrate accelerații care depășeau accelerația gravitației însă erau de durată extrem de scurtă, din care cauză prezentau pericol numai pentru sistemele cele mai rigide. De aici se vede că porțiunea din stînga diagramei β concordă pe deplin satisfăcător cu fenomenele reale.

Pentru a aprecia posibilitatea producerii fenomenelor de rezonanță în timpul cutremurului, se pot folosi datele publicate în articolul lui S. M. Duke și R. A. Brisbane [71]. În această lucrare, autorii prezintă rezultatele măsurătorilor efectuate la o clădire pe schelet de beton armat, cu patru niveluri, de la Los Angeles, în timpul celor două cutremure care au avut loc în anul

1952 și 1954. Pe lîngă înregistrarea oscilațiilor terenului, au fost măsurate alungirile locale ale planșeului de beton armat de peste parter. Unele date experimentale, citate în articolul lui S. M. Duke și R. S. Brisbane, sînt date în tabela 20 și în fig. 50.

Tabela 20

Nr. crt.	Caracteristicile determinate	Cutremurul din anul 1952	Cutremurul din anul 1954
1	Accelerația oscilațiilor terenului	0,007 g	0,01 g
2	numărul predominant al oscilațiilor	5—8 osc/s	3—5 osc./s
	Deformațiile nodului :		
	aparatul A	$0{,}045 \cdot 10^{-3}$ mm	$0{,}26 \cdot 10^{-3}$ mm
	aparatul C	$0{,}035 \cdot 10^{-3}$ mm	$0{,}21 \cdot 10^{-3}$ mm
	numărul predominant al oscilațiilor	3,2 osc./s	2,8 osc./s

Autorii articolului comentează foarte sumar datele experimentale cuprinse în această lucrare. Ei se mărginesc numai la observația că în timpul cutremurului din anul 1954 accelerația maximă a oscilațiilor terenului a depășit foarte puțin accelerația în timpul cutremurului din anul 1952, în timp ce deformațiile înregistrate au fost de aproximativ șase ori mai mari; totodată, ei arată că diferența atît de mare între comportările aceleiași clădiri se pare

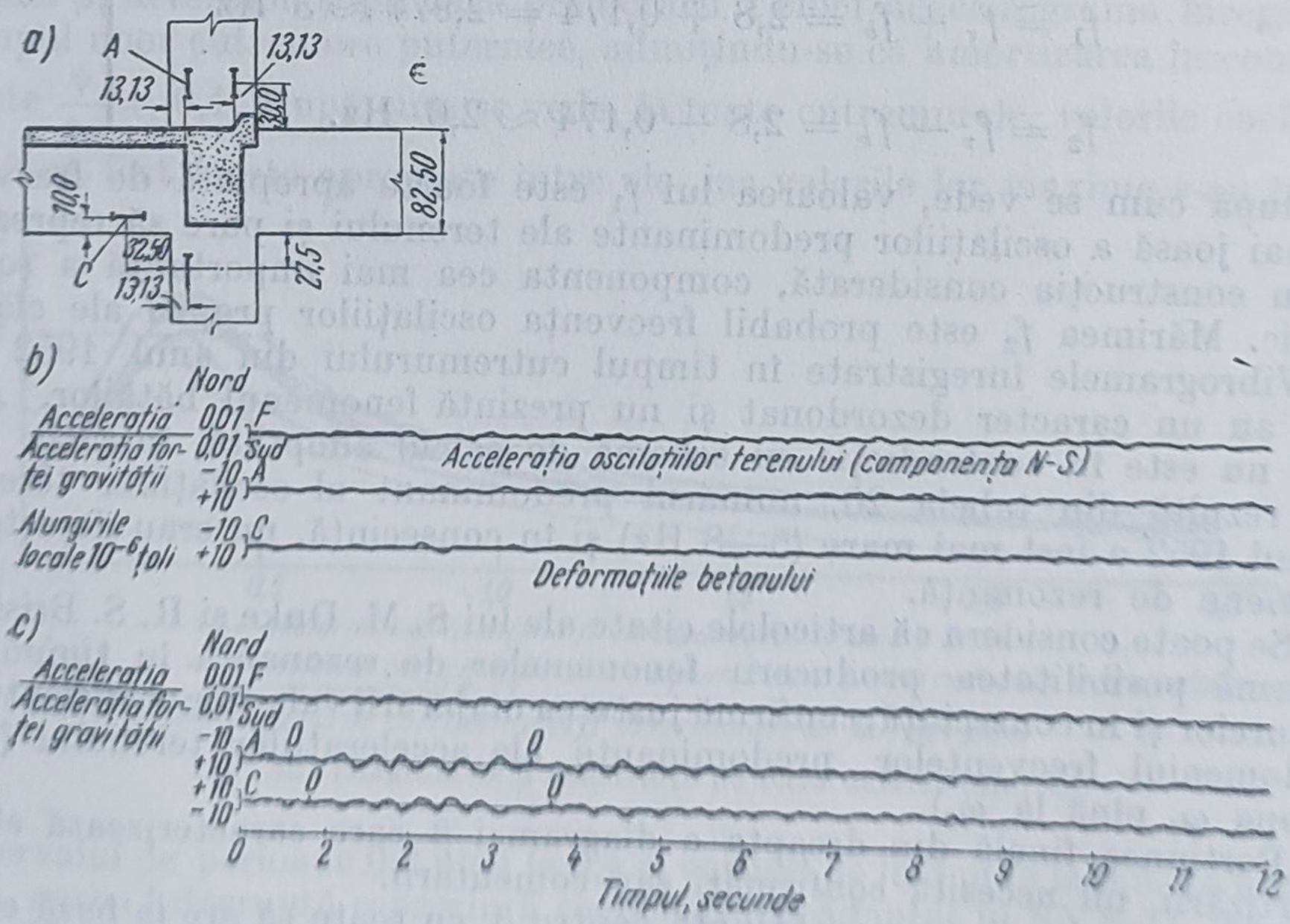


Fig. 50. Vibrogramele înregistrate în timpul cutremurelor :
a — distribuția aparatelor de măsură pe construcție; *b* — datele din anul 1952; *c* — datele din anul 1954.

că se explică prin frecvențele predominante ale accelerațiilor oscilațiilor terenului, întrucît în timpul cutremurului din anul 1954 frecvența accelerațiilor oscilațiilor era apropiată de frecvența de rezonanță a clădirii.

Considerăm că aceste date pot căpăta o interpretare mai cuprinzătoare. După cum rezultă din vibrogramele *A* și *C* (fig. 50, *c*), oscilațiile prezintă fenomenul bătăilor; aceasta dovedește prezența a cel puțin două componente armonice ale procesului de oscilație. Utilizînd relația dintre frecvențele care dau fenomenul bătăilor și frecvențele care caracterizează oscilațiile în timpul bătăilor, după cum se știe, rezultă :
numărul bătăilor

$$f_b = \frac{f_1 - f_2}{2}; \tag{59}$$

numărul oscilațiilor procesului de oscilație rezultant

$$f_p = \frac{f_1 + f_2}{2}. \tag{60}$$

Numărul bătăilor calculat de autor pe vibrogramele *A* și *C* (jumătatea perioadei bătăii $\frac{T_0}{2}$ s-a luat egală cu jumătatea distanței dintre punctele 0—0), după cum este arătat în fig. 50, este circa 0,174 Hz. Numărul oscilațiilor procesului rezultant $f_r \approx 2{,}8$ Hz.

Prin urmare,

$$\left.\begin{aligned} f_1 &= f_r + f_b = 2{,}8 + 0{,}174 = 2{,}974 \approx 3 \text{ Hz} \\ \text{și} \\ f_2 &= f_r - f_b = 2{,}8 - 0{,}174 \approx 2{,}6 \text{ Hz}. \end{aligned}\right\} \tag{61}$$

După cum se vede, valoarea lui f_1 este foarte apropiată de frecvența cea mai joasă a oscilațiilor predominante ale terenului și pare să reprezinte, pentru construcția considerată, componenta cea mai importantă a șocului seismic. Mărimea f_2 este probabil frecvența oscilațiilor proprii ale clădirii.

Vibrogramele înregistrate în timpul cutremurului din anul 1952 (fig. 50,*b*) au un caracter dezordonat și nu prezintă fenomenul bătăilor. Acest lucru nu este în contradicție cu schema de calcul adoptată, întrucît, după cum rezultă din tabela 20, numărul predominant al oscilațiilor terenului în anul 1952 a fost mai mare (5—8 Hz) și în consecință, nu erau de așteptat fenomene de rezonanță.

Se poate considera că articolele citate ale lui S. M. Duke și R. S. Brisbane, confirmă posibilitatea producerii fenomenelor de rezonanță în timpul cutremurelor și în consecință, confirmă justețea majorării valorilor coeficientului β în domeniul frecvențelor predominante ale accelerațiilor terenului (adică în zona ω_1 pînă la ω_2).

Porțiunea finală din dreapta a diagramei β care caracterizează efectul amortizării, nu necesită confirmări sau comentarii.

În concluzie, diagrama obținută pentru β, cu toate că are la bază o serie de ipoteze discutabile, caracterizează calitativ pe deplin satisfăcător efectul acțiunii dinamice a cutremurelor asupra construcțiilor.

Trecînd la propunerile practice finale, s-a considerat necesar să se facă o simplificare a diagramei β (fig. 49); ținînd seama, pe de o parte, de faptul că porțiunea corespunzătoare perioadelor $T \approx 0{,}05—0{,}15$ s este foarte restrînsă și că în această porțiune se observă o oarecare micșorare a coeficientului β și pe de altă parte , de caracterul convențional al limitelor porțiunii cu accelerații maxime, pentru nevoile practice, întreaga porțiune $T = 0—0{,}3$ s, poate fi înlocuită printr-o dreaptă cu $\beta = 3$ (segmentul de dreaptă orizontal). De asemenea, a fost limitată și porțiunea din dreapta a diagramei β prin valoarea minimă 0,6. Sub formă analitică, diagrama finală a coeficientului β (fig. 51) se poate exprima astfel :

$$\beta = \frac{0{,}9}{T}, \qquad (62)$$

unde coeficientul β poate fi egal cu maximum 3 și minimum 0,6.

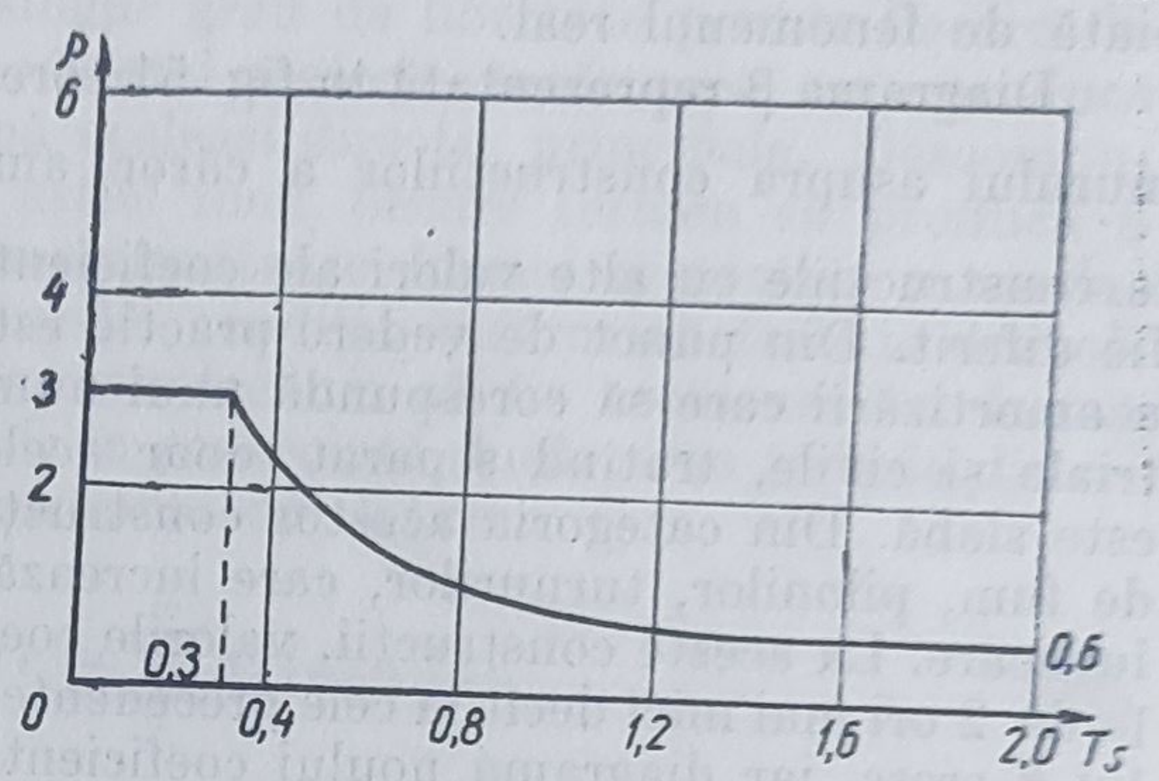


Fig. 51. Diagrama β adoptată în SN 8-57.

Această diagramă a coeficientului β poate fi comparată cu ultimele date obținute de M. F. Barștein [10] în urma prelucrării accelerogramelor cutremurelor înregistrate în S.U.A. Aceste date sînt reprezentate în fig. 52. Pe această figură, cu linii continue au fost reprezentate diagramele coeficienților dinamici β, determinați pe baza prelucrării a cinci accelerograme înregistrate în timpul unor cutremure puternice, admițîndu-se că amortizarea în construcție este $\frac{\psi}{2\pi} = 0{,}1$. După cum se vede, la toate cutremurele, valorile coeficientului β au fost foarte apropiate între ele, iar valorile lor maxime s-au înscris

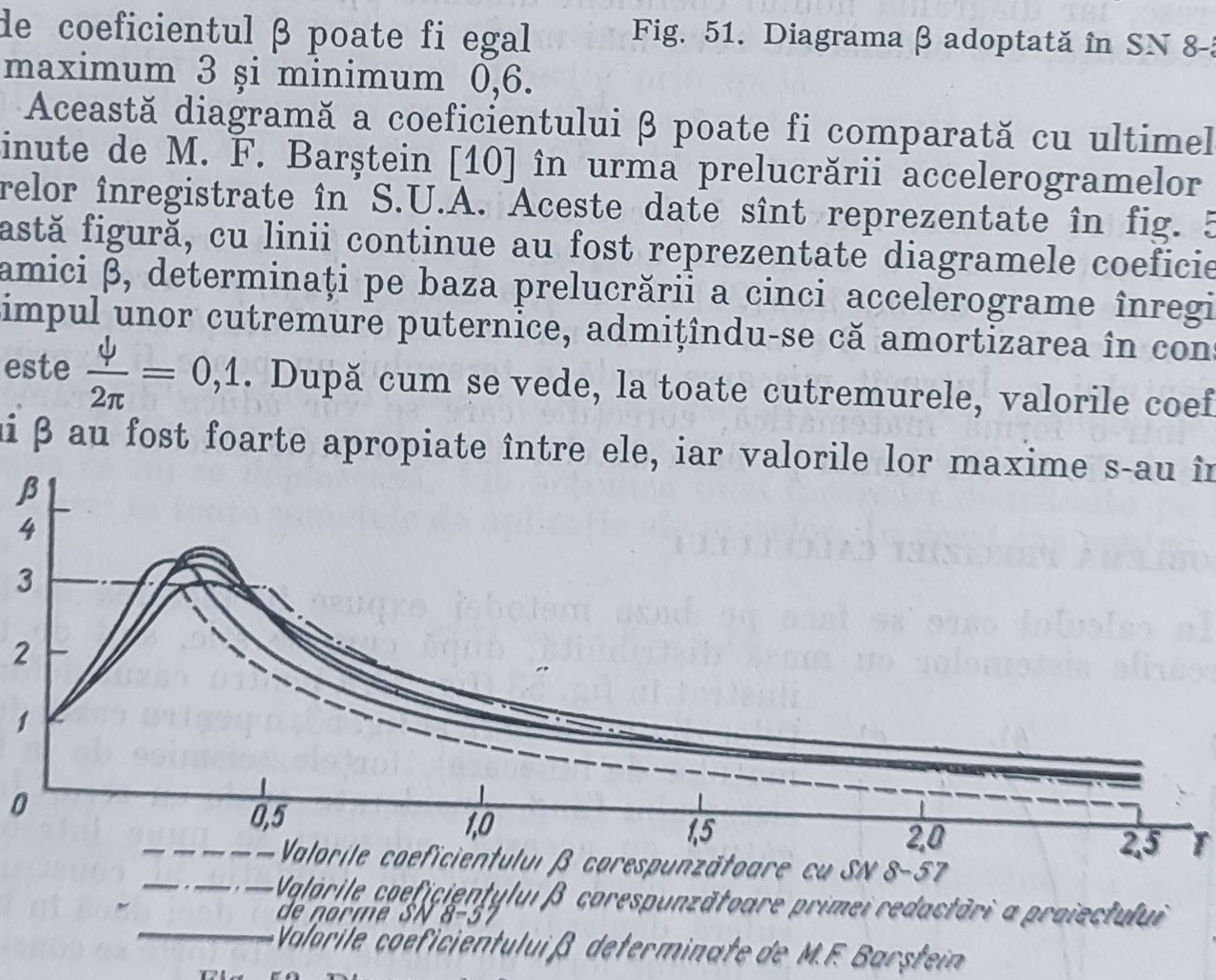


Fig. 52. Diagramele β construite pe baza datelor din [10].

în intervalul de perioade 0,3 pînă la 0,4 s, variind de la 3 pînă la 3,5. În aceeași figură, curba întreruptă reprezintă coeficientul β adoptat în SN 8-57, iar linia punctată reprezintă prima propunere (prima redactare a proiectului de norme din anul 1955) ilustrată în fig. 48.

Compararea diagramelor β obținute de M. F. Barștein, cu valorile date în normativ, arată că în general aceste curbe coincid destul de satisfăcător. Deosebirea dintre ele constă în faptul că valorile maxime efective ale coeficientului β depășesc întrucîtva pe cele din normativ. Totodată, prima variantă a funcției β din normativ (reprezentată prin linie-punct)pare să fie mai apropiată de fenomenul real.

Diagrama β reprezentată în fig. 51 corespunde efectului dinamic al cutremurului asupra construcțiilor a căror amortizare este $\frac{\psi}{2\pi} \approx 0{,}1$. Evident, la construcțiile cu alte valori ale coeficientului ψ, efectul dinamic trebuie să fie diferit. Din punct de vedere practic este indicat să se ia o caracteristică a amortizării care să corespundă unui număr cît mai mare de clădiri industriale și civile, tratînd separat doar acele construcții la care amortizarea este slabă. Din categoria acestor construcții fac parte cele de tipul coșurilor de fum, pilonilor, turnurilor, care lucrează în general la încovoiere și nu la lunecare. La aceste construcții, valorile coeficientului ψ se pot lua de 1,5 pînă la de 2 ori mai mici decît la cele precedente. În acest caz, valorile coeficientului β cresc, iar diagrama noului coeficient dinamic β_1, rămînînd similară cu cea precedentă, are ordonatele ceva mai mari:

$$\beta_1 = \frac{1{,}5}{T}, \tag{63}$$

cuprinsă între valoarea maximă 5 și cea minimă 1.

Se menționează că diagrama adoptată pentru β va trebui corectată în viitor. Se poate afirma însă [25] că variația funcției $y_0(t)$ se va referi numai la valoarea coeficientului β și nu va avea nici un fel de influență asupra valorii coeficientului γ_i. Întrucît mișcarea reală a terenului nu poate fi exprimată exact într-o formă matematică, corecțiile care se vor aduce diagramei β, trebuie să fie făcute numai pe baza datelor experimentale obiective.

7. PROBLEMA PRECIZIEI CALCULULUI

În calculul care se face pe baza metodei expuse în lucrarea de față, încărcările sistemelor cu masă distribuită, după cum se știe, sînt de tipul ilustrat în fig. 53 (fig. 53, *b* pentru cazul deformațiilor din încovoiere și fig. 53, *c* pentru cazul deformațiilor de lunecare), forțele seismice de la baza sistemului fiind considerate egale cu zero. În legătură cu aceasta, adeseori se pune întrebarea de ce, dacă terenul de fundație al construcției suferă deplasări și accelerații și deci dacă în teren se produc forțe de inerție, aceste forțe se consideră totuși egale cu zero.

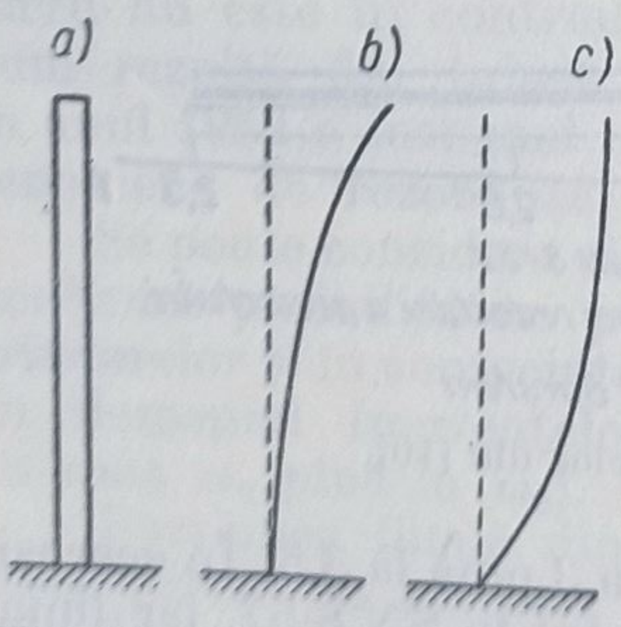


Fig. 53. Formele oscilațiilor și diagramele încărcărilor respective de calcul.

În lucrările de specialitate, cu privire la această chestiune se pot întîlni diferite păreri [14, 43], care însă contribuie prea puțin la lămurirea acestei probleme. Răspunsul la întrebarea menționată, poate fi găsit în urma examinării

amănunțite a metodei de calcul bazate pe descompunerea oscilațiilor după direcțiile principale.

Conform metodei descompunerii oscilațiilor după direcțiile principale, oscilațiile corespunzătoare schemei de calcul adoptate, pot fi considerate independente între ele după fiecare direcție principală în parte. În consecință, se consideră că sistemul are cîte un singur grad de libertate pentru fiecare direcție principală. Pentru aplicarea acestei metode, încărcarea care produce oscilațiile, se descompune și ea după aceleași direcții principale. Descompunerea încărcării trebuie efectuată astfel încît fiecare termen să producă o deformare a sistemului riguros corespunzătoare formei respective a oscilațiilor proprii. Pentru satisfacerea acestei condiții, încărcarea trebuie dezvoltată într-o serie, în care fiecare termen trebuie să fie asemenea cu forma corespunzătoare a oscilațiilor proprii; în consecință, încărcarea trebuie distribuită pe înălțimea sistemului proporțional cu $X_i(x)$:

$$r(x) = \sum_1^\infty r_i(x) = \sum_1^\infty \alpha_i r(x) X_i(x), \tag{64}$$

unde α_i este un coeficient oarecare care depinde de forma oscilațiilor sistemului, fiind diferit după fiecare direcție principală.

Pentru determinarea coeficientului α_i ambele părți ale egalității (64) se înmulțesc cu $X_h(x)$ (forma oscilațiilor libere pe direcția h) și se integrează pe înălțimea barei:

$$\int_0^l r(x) X_h(x) \mathrm{d}x = \int_0^l \sum_1^\infty \alpha_i r(x) X_i(x) X_h(x) \mathrm{d}x. \tag{65}$$

După cum se știe [21], oscilațiile produse de deplasarea terenului de fundație pot fi tratate ca oscilații forțate ale unui sistem situat pe un teren de fundație ce nu se deplasează, sub acțiunea unei încărcări distribuite pe înălțimea barei în toate punctele de aplicație ale maselor. În acest caz pentru $r(x)$ avem

$$r(x) = -\frac{q(x)}{g} \ddot{y}_0(t)$$

unde $q(x)$ — greutatea distribuită;
g — accelerația forței gravității;
$\ddot{y}_0(t)$ — accelerația terenului de fundație.

Înlocuind pe $r(x)$ în integralele expresiei (65) și simplificînd cu $\ddot{y}_0(t)/g$, rezultă

$$\int_0^l q(x) X_i(x) X_h(x) \mathrm{d}x = \int_0^l \sum_0^\infty \alpha_i q(x) X_i(x) X_h(x) \mathrm{d}x \tag{66}$$

Conform ortogonalității formelor oscilațiilor libere, toate integralele

$$\int_0^l q(x) X_i(x) X_h(x) \mathrm{d}x$$

se anulează cînd $i \neq h$ și în consecință

$$\int_0^l q(x) X_h(x) \mathrm{d}x = \int_0^l \alpha_h q(x) X_h^2(x) \mathrm{d}x \tag{66'}$$

de unde

$$\alpha_h = \frac{\int_0^l q(x) X_h(x) \mathrm{d}x}{\int_0^l q(x) X_h^2(x) \mathrm{d}x} \tag{67}$$

Înlocuind pe h prin i, deci pentru o formă oarecare a oscilațiilor libere se obține

$$\alpha_i = \frac{\int_0^l q(x) X_i(x) \mathrm{d}x}{\int_0^l q(x) X_i^2(x) \mathrm{d}x} \tag{67'}$$

Expresia încărcării corespunzătoare formei i a oscilațiilor sistemului, conform formulei (64) este

$$r_i(x) = \alpha_i X_i(x) r(x) = \frac{X_i(x) \int_0^l r(x) X_i(x) \mathrm{d}x}{\int_0^l r(x) X_i^2(x) \mathrm{d}x} r(x) \tag{68}$$

sau, trecînd la sistemul cu un număr finit de grade de libertate, adică la sistemul cu mase concentrate, expresia încărcării în punctul k devine

$$R_{kj} = \frac{X_i(x_k) \sum_1^n R_j X_i(x_j)}{\sum_1^n R_j X_i^2(x_j)} R_k. \tag{68'}$$

Din expresiile (68) și (68') rezultă că pentru determinarea încărcării corespunzătoare formei i a oscilațiilor, valoarea sa totală

$$r(x) = -\frac{q(x)}{g} \ddot{y}_0(t)$$

sau respectiv $R_k = \frac{Q_k}{g} \ddot{y}_0(t)$ trebuie înmulțită cu „coeficientul de formă" $\eta_i(x)$, cunoscut ca atare din numeroase publicații.

Prin urmare, coeficientul de formă η este factorul care permite trecerea de la valoarea încărcării totale, aplicată într-un punct oarecare x al sistemului, la valoarea încărcării ce se aplică în același punct pe direcția i, în urma dezvoltării în serie a încărcării.

În formă finală se poate scrie că

$$r_i(x) = \eta_i(x) r(x) \tag{69}$$

sau

$$R_{ik} = \eta_{ik} R_k. \tag{69'}$$

Întrucît însă

$$\sum_1^\infty r_i(x) = r(x) \text{ și } \sum_1^\infty R_{ik} = R_k,$$

rezultă

$$\left.\begin{aligned} r(x) &= \sum_1^\infty \eta_i(x) r(x); \\ R_k &= \sum_1^n \eta_{ik} R_k, \end{aligned}\right\} \tag{70}$$

de unde

$$\sum_1^\infty \eta_i(x) = 1 \text{ și } \sum_1^n \eta_{ik} = 1, \tag{71}$$

adică suma η_i pentru fiecare punct în parte, după toate direcțiile principale, este egală cu unitatea.

S-a arătat anterior (p. 85) că oscilațiile produse de deplasările terenului de fundație pot fi considerate ca oscilații forțate ale unui sistem al cărui teren de fundație nu se deplasează, produse de o încărcare distribuită pe înălțime în raport cu distribuția maselor și egală cu

$$-\frac{q(x)}{g} \ddot{y}_0(t), \tag{72}$$

unde $q(x)$ este greutatea distribuită a sistemului.

Aplicînd metoda de calcul din SN 8-57, încărcarea (72) se descompune după direcțiile principale respective. În calculele practice, valoarea accelerației $\ddot{y}_0(t)_{max}$ se exprimă prin coeficientul seismic K_c în raport cu gradul de seismicitate al regiunii respective și se ia egală cu $K_c g$:

$$\frac{q(x)}{g} \ddot{y}(t)_{max} = K_c q(x) \tag{73}$$

și în consecință, încărcarea după direcția principală i este

$$r_i(x) = K_c \eta_i(x) q(x) \tag{70'}$$

sau

$$R_{ik} = K_c \eta_{ik} Q_k. \tag{70''}$$

Comparînd expresia acestei încărcări cu aceea a forței seismice corespunzătoare (S_{ik}), se observă că aceasta din urmă diferă de prima numai prin factorul β_i care exprimă efectul dinamic al încărcării considerate.

După cum rezultă din cele arătate anterior, suma încărcărilor determinate prin procedeul indicat, după fiecare direcție principală a sistemului, trebuie să fie egală cu încărcarea totală :

$$\left.\begin{aligned} r(x) &= \sum_1^{\infty} K_c \eta_i(x) q(x) \\ \text{și} \qquad R_j &= \sum_1^{n} K_c \eta_{ij} Q_j \end{aligned}\right\} \qquad (70''')$$

Diferența care există între încărcările de calcul $r_i(x)$ și cele reale $r(x)$, în special la nivelul terenului de fundație, se datorește faptului că oscilațiile se dezvoltă după direcțiile principale, dar se ia în considerație numai o parte din acestea (de obicei numai una). Cu cît este mai mare numărul termenilor $r_i(x)$ care se consideră în calcul, cu atît suma lor se apropie mai mult de $r(x)$ și la limită, cînd se ține seama de un număr infinit de termeni $r_i(x)$, suma lor este egală cu $r(x)$.

Toate aceste considerente referitoare la descompunerea și însumarea încărcărilor nu pot fi extinse asupra eforturilor care se produc în sistemul elastic, întrucît efectul dinamic al fiecărei încărcări este diferit (β_i) și totodată eforturile, spre deosebire de încărcări, se află în faze diferite în timp și valorile lor maxime și minime survin la momente de timp diferite. Întrucît însă, în cazul solicitărilor seismice nici variația în timp a încărcării nu poate fi determinată, este evident că nici fazele de variație a eforturilor din sistemul elastic, nu pot fi stabilite dinainte. În consecință, în problema inexactităților la care poate conduce calculul bazat pe descompunerea oscilațiilor, se poate vorbi numai de inexactități posibile sau probabile și nu de anumite erori bine determinate.

Cele arătate mai sus pot fi ilustrate luînd ca exemplu un sistem cu două grade de libertate (fig. 54). Calculul acestui sistem conduce la următoarele rezultate :

a) Frecvențele oscilațiilor proprii sînt

$$p_1 \approx 0{,}24\sqrt{\frac{EJ}{m}} \text{ și } p_2 \approx 1{,}59\sqrt{\frac{EJ}{m}}$$

b) Coeficienții formelor corespunzătoare primei frecvențe :

$$\eta_{11} = 1{,}2 \text{ și } \eta_{12} = 0{,}4,$$

iar cei corespunzători frecvenței a doua :

$$\eta_{21} = -0{,}2 \text{ și } \eta_{22} = 0{,}6.$$

În fig. 54, *b* și *c* se dau diagramele formei oscilațiilor, încărcările respective descompuse și diagramele de forțe tăietoare și momente produse de aceste încărcări. În aceeași figură (fig. 54, *a*) se dau valorile încărcării totale (înainte de descompunerea ei după formule oscilațiilor proprii) și diagramele respective ale forțelor tăietoare și ale momentelor. Se menționează că în fig. 54 se compară numai încărcările și eforturile produse de acestea,

determinate în ipoteza acţiunii statice a încărcărilor şi nu eforturile dinamice care se produc în sistemul considerat (care depind de raportul dintre frecvenţele oscilaţiilor proprii şi ale celor forţate). Pentru deducerea eforturilor dinamice, fiecare diagramă, în raport cu frecvenţa corespunzătoare, trebuie înmulţită cu coeficientul dinamic respectiv β.

Din cercetarea diagramelor din fig. 54, rezultă că încărcarea corespunzătoare formei celei mai joase a oscilaţiilor sistemului şi eforturile din porţiunea superioară a barei, depăşesc cu 20% pe cele corespunzătoare încărcării totale, nedescompuse. În porţiunea inferioară a barei ele scad treptat,micşorîndu-se pînă la 80% (Q) şi 93,5% (M) din eforturile amintite. Din comparaţia făcută, se poate trage concluzia că cel puţin în cazul considerat, diferenţa dintre eforturile convenţionale „statice“ produse în sistem sub acţiunea încărcării totale (nedescompuse) şi a încărcării corespunzătoare primei forme a dezvoltării oscilaţiilor, este neglijabilă.

Se menţionează că diferenţele amintite nu se datoresc erorii legate de faptul că s-a luat în consideraţie numai o parte a încărcării, întrucît încărcarea totală nedescompusă, este o mărime convenţională şi nu exprimă valorile reale ale eforturilor care se produc în sistem sub acţiunea dinamică a încărcării. Aceste eforturi dinamice, aşa cum s-a arătat anterior, pe lîngă faptul că depind de efectul dinamic al oscilaţiilor neglijate în exemplul de mai sus, mai depind şi de faza oscilaţiilor fiecărei forme, iar valorile lor maxime pot fi decalate în timp, aşa cum s-a arătat convenţional în fig. 46. În consecinţă, trebuie să se facă distincţie între noţiunea de valoare maximă posibilă, care poate avea loc numai cu condiţia ca eforturile maxime ale celor două forme ale oscilaţiilor să coincidă în timp, ca fază şi semn şi noţiunea de valoare maximă probabilă. Aceasta poate avea loc numai cu o singură condiţie şi anume ca valorile maxime ale celor două forme ale oscilaţiilor să coincidă aproximativ numai în timp, fazele lor rămînînd necunoscute şi apreciindu-se valoarea lor cea mai probabilă.

În primul caz, valorile eforturilor maxime se determină prin însumarea mărimilor respective, fără să se ţină seama de semnul lor, întrucît în cazul oscilaţiilor ele pot avea două semne (fig. 54, *d*); în cazul al doilea, eforturile sînt egale cu rădăcina valorilor lor medii pătratice (fig. 54, *e*). Aşa cum s-a arătat anterior, din punct de vedere practic, primul caz este foarte puţin legat de fenomenele reale şi de aceea nu merită să fie luat în consideraţie. Cazul al doilea este mult mai probabil şi trebuie considerat ca fiind limita superioară a combinaţiilor posibile defavorabile între diferitele forme ale oscilaţiilor sistemului. Totodată trebuie avut în vedere faptul că probabilitatea unor astfel de combinaţii între formele oscilaţiilor depinde într-o mare măsură de raportul dintre frecvenţele oscilaţiilor libere şi ale oscilaţiilor forţate ale fiecărei forme, deci, în consecinţă, nici această valoare maximă nu poate fi atinsă întotdeauna.

Luînd în consideraţie cele arătate mai sus, pare să fie indicat ca în calitate de limite probabile şi posibile ale încărcării seismice (cu condiţia ca intensitatea cutremurului să fie egală cu valoarea ei de calcul K_c), să se ia următoarele valori :

— limita maximă inferioară a eforturilor care se produc în sistem este valoarea maximă a eforturilor din fiecare secţiune corespunzătoare oricărei

forme a oscilațiilor libere ale sistemului, însă în ipoteza acțiunii separate a acestor forme, adică eforturile corespunzătoare diagramelor înfășurătoare ale tuturor formelor oscilațiilor și

— limita maximă posibilă superioară a eforturilor este valoarea medie patratică a eforturilor care se produc în secțiunea respectivă sub acțiunea tuturor formelor oscilațiilor sistemului, adică

$$\sqrt{\sum_{1}^{n} \Phi_i^2},$$

unde Φi este efortul (momentul, forța tăietoare sau normală) din secțiunea considerată, corespunzătoare formei i a oscilațiilor.

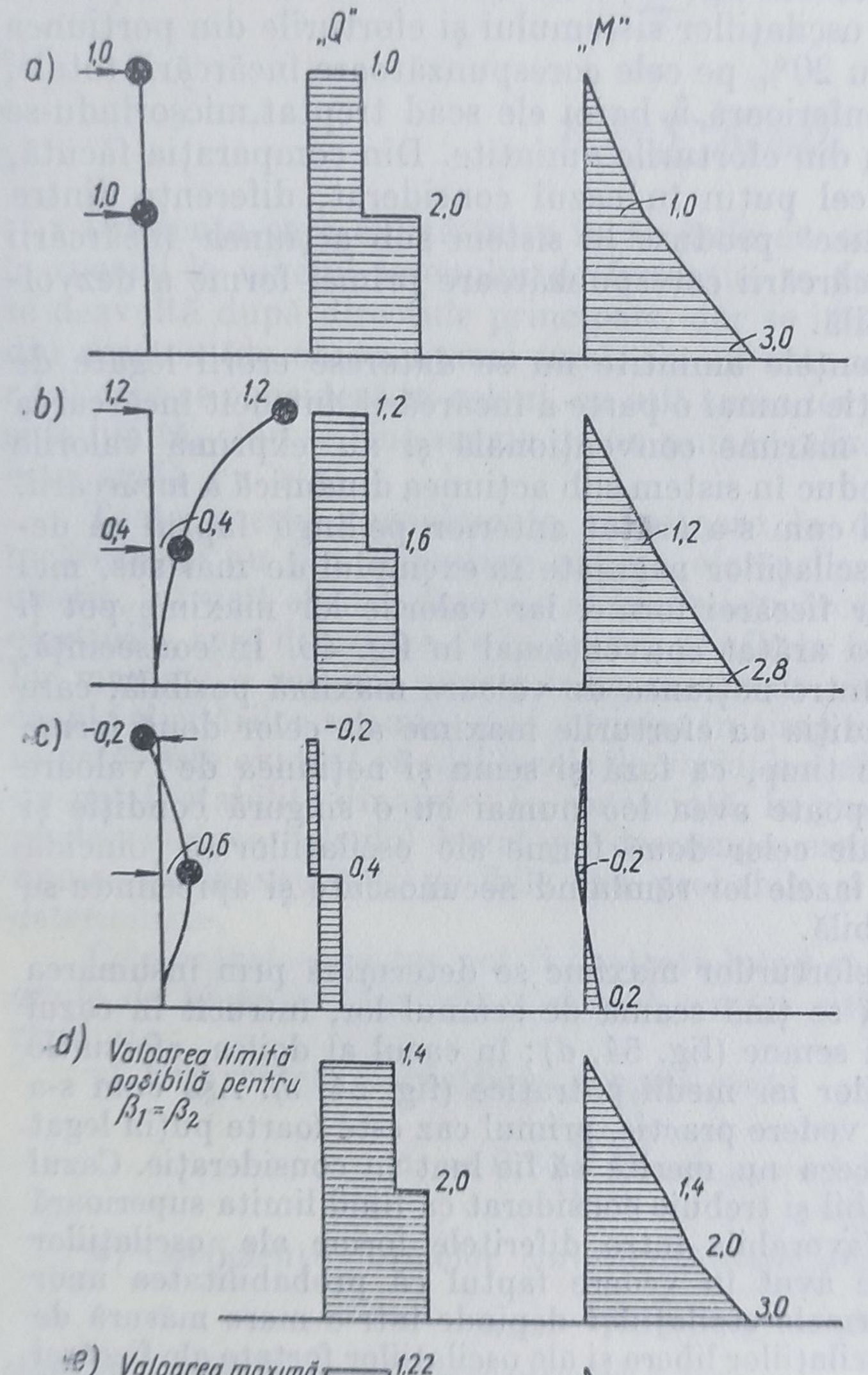


Fig. 54.

Diferența dintre aceste două valori reprezintă limitele posibile și probabile ale variației eforturilor maxime efective care se produc în sistem sub acțiunea solicitării seismice de calcul. Interpretînd în acest mod rezultatele calculului, rezultă că atunci cînd efectele dinamice ale celor două forme ale oscilațiilor sînt identice, adică $\beta_1 = \beta_2$, valoarea eforturilor „efective" se încadrează în limitele diagramelor din fig. 54, *b* și *e* și anume în exemplul considerat, doar în limitele a 3%. În cazul cel mai defavorabil, cînd diferența dintre efectele dinamice ale formelor oscilațiilor este maximă ($\beta_1 = 0{,}6$ și $\beta_2 = 3$) și cînd rezultatele calculului după limita inferioară și superioară a diferențelor posibile ajung la valori maxime, aceste limite sînt reprezentate de diagramele din fig. 54, *f* și *g*. În acest caz, diferențele maxime dintre forțele tăietoare ajung la 30%, iar cele

dintre momente la 15%. Practic, ținînd seama de posibilitățile reale de prevedere a cutremurelor, o astfel de precizie a calculului este pe deplin satisfăcătoare.

În încheierea acestui exemplu se atrage atenția asupra faptului că toate operațiile de însumare aritmetică sau geometrică a formei oscilațiilor se pot face numai în raport cu eforturile produse în sistem de acțiunea diferitelor încărcări și nu în raport cu încărcările însăși, așa cum se recomandă în unele lucrări [43]. În acest din urmă caz, adică în cazul însumării încărcărilor seismice (S_{ik}), în majoritatea cazurilor, erorile devin inevitabile; în cazul formelor superioare ale oscilațiilor sistemului, forțele seismice sînt orientate în sensuri diferite și aceasta conduce la micșorarea forțelor tăietoare și a momentelor din porțiunea inferioară a construcției. La însumarea încărcărilor, datorită necesității de a se lua în considerație orice combinații ale direcțiilor lor, reducerea amintită a eforturilor nu este prinsă în calcul și aceasta conduce la deformarea fenomenului real. Astfel, de exemplu, procedînd la însumarea încărcărilor după principiile adoptate în schemele din fig. 54, *d* și *e*, se obțin rezultatele ilustrate în fig. 54, *h* și *i*. După cum se vede din aceste diagrame, valorile forțelor tăietoare și ale momentelor de la baza sistemului sînt cu circa 20% mai mari decît cele reale.

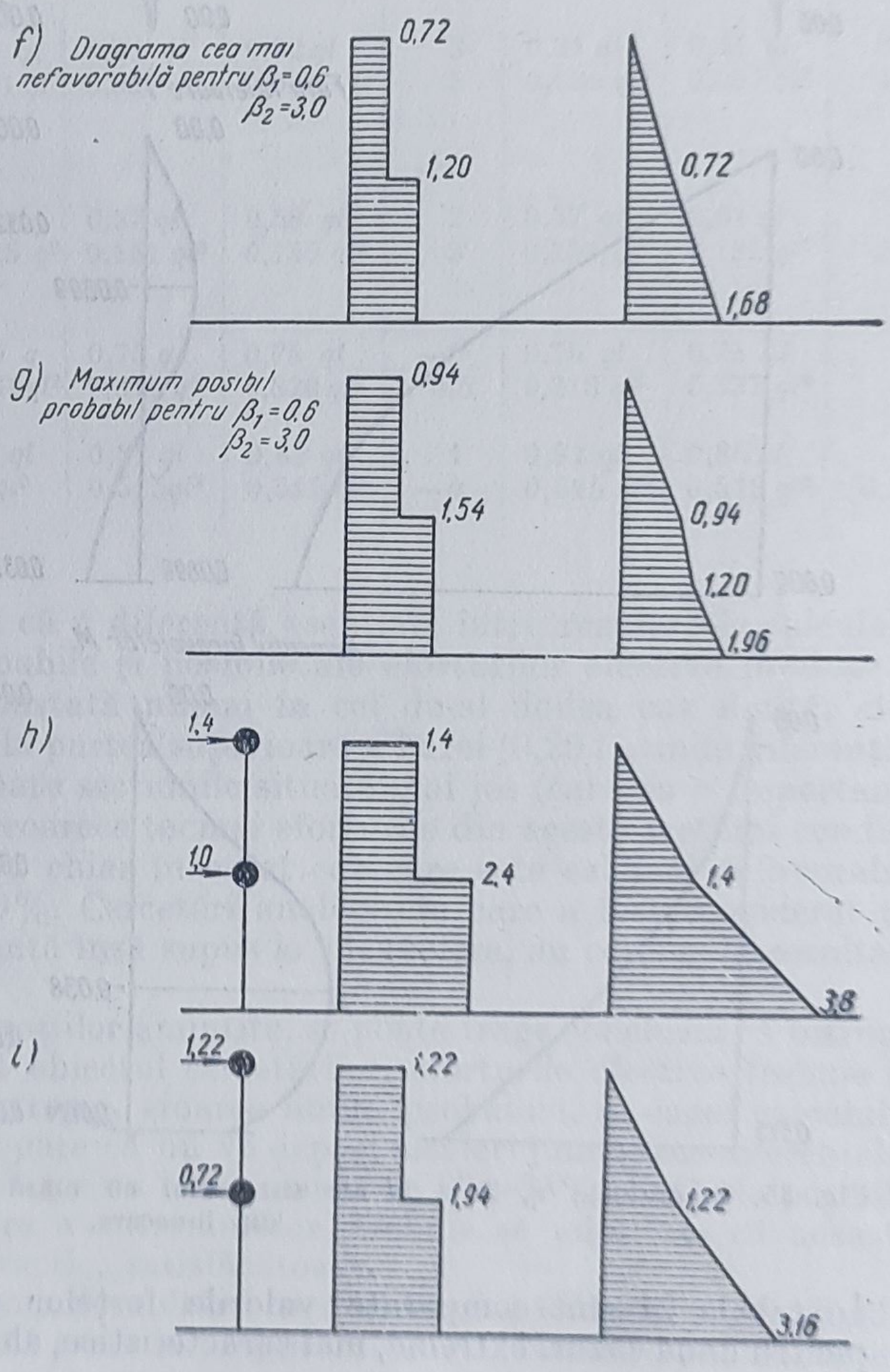


Fig. 54. Formele oscilațiilor și diagramele încărcărilor și eforturilor care se produc într-un sistem cu două grade de libertate.

Cazul sistemelor cu un număr infinit de grade de libertate este tratat în continuare. În fig. 55 se dau diagramele coeficienților η, necesari pentru dezvoltarea încărcării după direcțiile principale, diagramele forțelor tăietoare și ale momentelor încovoietoare corespunzătoare acestor încărcări în ipoteza acțiunii lor statice, pentru o consolă cu secțiunea constantă supusă numai la deformații din lunecare.

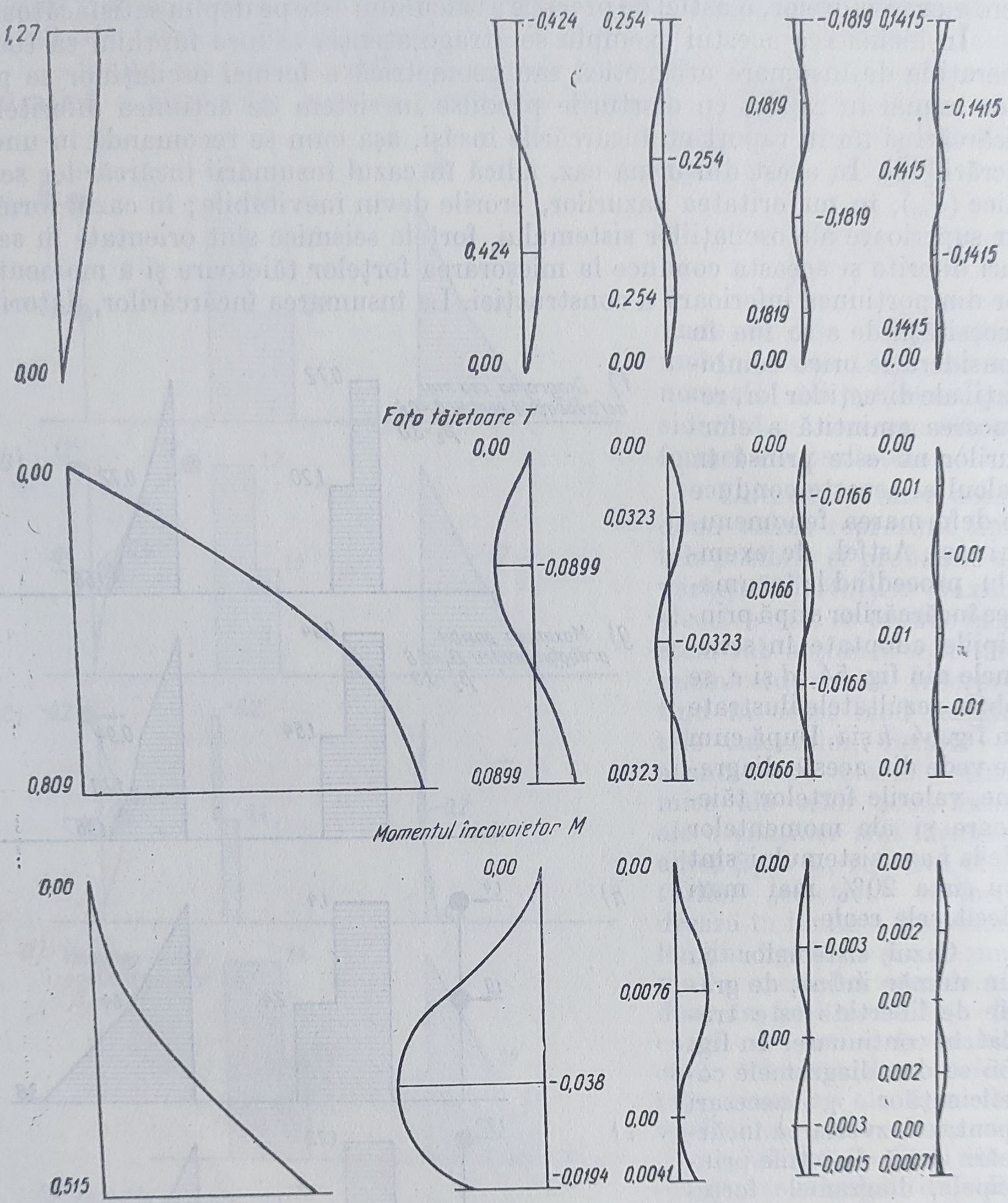


Fig. 55. Diagramele η, T și M ale sistemului cu masă distribuită, supus la deformații din lunecare.

În tabela 21 sînt comparate valorile forțelor tăietoare și ale momentelor pentru două cazuri extreme, mai caracteristice, ale rapoartelor dintre β_1 și β_2*).

*) Utilizînd diagrama adoptată în SN 8-57, pentru sistemul considerat, nu se poate obține o diferență mai mare între β_1 și β_2.

Tabela 21

Compararea eforturilor dintr-un sistem cu un număr infinit de grade de libertate

Nr. crt.	Denumirea efortului și punctul său de aplicație	Încărcarea totală, nedezvoltată	Pentru toți coeficienții $\beta l = 1$		Diferența în % față de prima formă a oscilațiilor	Pentru $\beta l = 1$ cînd celelalte valori sînt $\beta l = 3$		Diferența în % față de prima formă a oscilațiilor
			prima formă a oscilațiilor	valoarea medie pătratică a cinci funcțiuni		prima formă a oscilațiilor	valoarea medie pătratică a cinci funcțiuni	
1	Intensitatea încărcării aplicate în punctul superior	q	1,27 q	1,38 q	8,5	1,27 q	2,07 q	63
2	La distanța 0,25 de punctul superior:							
	a) forța tăietoare	0,25 ql	0,31 ql	0,32 ql	3	0,31 ql	0,41 ql	32
	b) momentul	0,031 ql^2	0,039 ql^2	0,041 ql^2	5	0,039 ql^2	0,057 ql^2	46
3	La distanța 0,5 de partea superioară a sistemului:							
	a) forța tăietoare	0,5 ql	0,57 ql	0,58 ql	2	0.57 ql	0,61 ql	7
	b) momentul	0,125 q^2	0,151 ql^2	0,155 ql^2	3	0,151 ql^2	0,182 ql^2	20
4	La distanța 0,75 de la partea superioară:							
	a) forța tăietoare	0,75 q	0,75 q	0,75 ql	~0	0,75 ql	0,76 ql	1
	b) momentul	0,281 ql^2	0,318 ql^2	0,320 ql^2	0,5	0,318 ql^2	0,337 ql^2	6
5	La bază:							
	a) forța tăietoare	ql	0,81 ql	0,82 ql	1	0,81 ql	0,86 ql	6
	b) momentul	0,5 ql^2	0,515 ql^2	0,515 ql^2	~0	0,515 ql^2	0,518 ql^2	0,5

Din tabela 21 rezultă că o diferență esențială între rezultatele calculelor care definesc limitele probabile și posibile ale eforturilor efective produse în sistemul considerat, se constată numai în cel de-al doilea caz limită, cînd $\beta_1 = 1$ și $\beta_2 = 3$ și numai la partea superioară a barei (0,25 l), unde diferențele ajung la circa 40%. În toate secțiunile situate mai jos (care au o importanță practică mult mai mare, deoarece tocmai eforturile din aceste secțiuni condiționează dimensiunile barei), chiar în acest caz care este cel mai defavorabil, diferențele nu depășesc 20%. Cercetări analoge, în care a fost considerat un sistem cu secțiunea constantă însă supus la încovoiere, au condus la rezultate similare*).

Făcînd sinteza comparațiilor amintite, se poate trage concluzia că întrucît la sistemele care au făcut obiectul cercetărilor, eforturile efective trebuie să se situeze între valorile extreme, eroarea limită probabilă, în cazul calculului prin cele două metode, se pare că nu va depăși nicăieri jumătatea diferențelor maxime determinate, adică nu va fi mai mare de 20—25%. Față de posibilitățile actuale de prevedere a cutremurelor, trebuie să admitem că această precizie de calcul este, practic, satisfăcătoare.

În legătură cu problema dezvoltării oscilațiilor după direcțiile principale, este necesar să fie amintită metoda propusă de A. G. Nazarov pentru deter-

*) Aceste cercetări precum și cele referitoare la sistemul supus la lunecare, au fost efectuate de aspirantul V. S. Preobrajenski.

minarea aproximativă a forțelor seismice corespunzătoare formelor superioare ale oscilațiilor [43, 44]. În expunerea și fundamentarea formulelor de calcul propuse, autorul utilizează premize destul de confuze și îndoielnice, care se reduc la următoarele:

A. G. Nazarov admite că frecvențele oscilațiilor proprii ale construcțiilor rigide sînt foarte mari în comparație cu frecvențele solicitării seismice și în consecință, efectul lor dinamic este foarte mic, putînd fi echivalent cu acțiunea statică a forțelor de inerție în ipoteza că accelerațiile sînt egale pe toată înălțimea construcției. Prin urmare, această propunere este echivalentă cu teoria „statică“ a lui F. Omori, în care se admite că construcția nu se deformează și nu se rotește pe terenul de fundație, suferind doar deplasări orizontale din translație. O astfel de ipoteză corespunde formei oscilațiilor din fig. 56,*b*, la care coeficientul de formă η este constant pe toată înălțimea construcției și egal cu 1. Pe lîngă aceasta, se mai admite că forțele seismice, determinate pe baza premizelor amintite, constituie o încărcare ce nu corespunde unei singure forme a oscilațiilor, ci valorii totale a tuturor forțelor seismice, care se produc pe timpul oscilațiilor, după toate direcțiile principale. Autorul acestei metode trece în categoria construcțiilor rigide pe acelea la care perioada oscilațiilor proprii este mai mică decît 0,3 s, ceea ce corespunde valorilor maxime ale coeficientului dinamic β din diagrama cuprinsă în SN 8-57.

Din aceste ipoteze rezultă că dacă se cunoaște forma oscilațiilor fundamentale și forțele seismice respective, diferența dintre forțele seismice corespunzătoare primului caz (adică construcției rigide la care se aplică suma tuturor forțelor seismice care se produc după toate direcțiile principale) și forțele cunoscute, corespunzătoare formei fundamentale a oscilațiilor, trebuie să

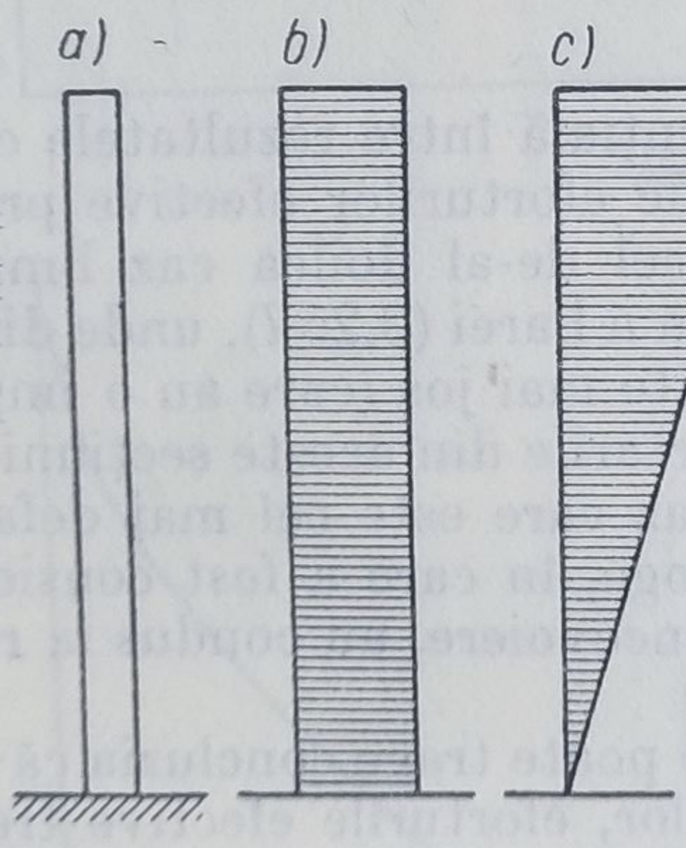


Fig. 56. Diagramele η pentru un sistem absolut rigid.

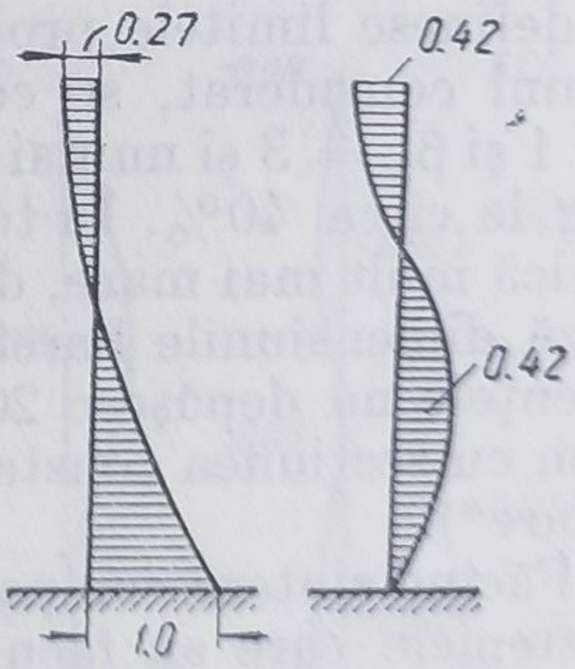


Fig. 57. Compararea coeficienților η_2 determinați prin metoda exactă și cu formula (75).

fie egală cu suma tuturor forțelor seismice după toate direcțiile principale, cu excepția primei direcții principale corespunzătoare formei fundamentale a oscilațiilor.

A. G. Nazarov consideră că această forță seismică totală, care conține toate forțele cu excepția celor corespunzătoare formei fundamentale, repre-

zintă valoarea aproximativă a forțelor seismice corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor construcției, adică

$$S_{2k} = K_c \beta_{max} (1 - \eta_{1k}) Q_k. \qquad (74)$$

Considerentele amintite nu sînt îndeajuns de clare. În primul rînd, nu rezultă cu claritate de ce o construcție care este considerată absolut rigidă are un spectru de frecvențe, iar pe timpul solicitării seismice se produc forțe seismice corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor sale. S-ar părea că o astfel de construcție, conform premizei admise, nu poate să aibă forme și frecvențe superioare ale oscilațiilor proprii. Dacă sistemul are mai multe forme ale oscilațiilor, cum se poate proceda la însumarea sau scăderea lor fără a ține seama de factorul timp? Toate deformațiile și accelerațiile care se produc după direcțiile principale respective, variază continuu în timp, cu diferite frecvențe și de aceea fazele lor reciproce se schimbă neîntrerupt.

În al doilea rînd, așa cum rezultă din analiza seismogramelor, ele conțin mai multe frecvențe, inclusiv frecvențe mai mari decît $\frac{2\pi}{0,3}$, deci corespunzătoare unor perioade mai mici decît 0,3 s. În consecință, construcțiile ale căror perioade se află în intervalul 0,1 pînă la 0,3 s, nu pot fi considerate absolut rigide.

În fine, necesitatea de a determina formele superioare ale oscilațiilor, practic, apare în special la calculul construcțiilor înalte și înguste și nu la cele masive și joase. La acestea din urmă însă, chiar dacă ele sînt foarte rigide, forma oscilațiilor corespunde figurii 56, *c* în loc de 56, *b*, ceea ce este din nou în contradicție cu ipoteza admisă la baza metodei lui A. G. Nazarov.

Toate aceste întrebări nu găsesc un răspuns clar în lucrările citate [43,44].

Pentru demonstrarea formulei (74) este suficientă doar o singură ipoteză și anume că forma aproximativă a oscilațiilor corespunzătoare frecvenței a doua, poate fi considerată egală cu suma tuturor formelor oscilațiilor proprii ale sistemului, cu excepția formei întîi. Scara la care se reprezintă toate formele oscilațiilor trebuie să corespundă valorilor coeficienților respectivi η. Într-adevăr, admițînd această ipoteză simplificatoare, toate formele oscilațiilor proprii se exprimă prin valorile corespunzătoare ale coeficienților $\eta_i(x)$ și conform relației (71) rezultă :

$$\eta_{2k} \approx \sum_{2}^{n} \eta_{ik} = 1 - \eta_{1k}. \qquad (75)$$

Totodată, în expresia (74) β_{max} trebuie înlocuit prin β_2.

Măsura în care ipoteza amintită poate fi admisă din punct de vedere practic, se poate aprecia cu ajutorul exemplelor analizate anterior. Astfel, de exemplu, la sistemul cu două grade de libertate (fig. 54), formula (74) conduce la o valoare exactă a coeficientului η_{2k} întrucît suma tuturor coeficienților η este alcătuită numai din doi termeni. Dimpotrivă, în cazul unui sistem cu un număr infinit de grade de libertate, cum este de exemplu cel din fig. 55, eroarea devine considerabilă, în special în porțiunea inferioară a barei. O astfel de comparație a fost făcută pe fig. 57 din care se vede că la partea superioară a barei eroarea este de circa 36% iar la partea inferioară

ajunge la ∞. În primul caz, pentru coeficientul η se obține o valoare mai mică decît cea exactă, iar în cazul al doilea o valoare mai mare. Ținînd seama de cele arătate, formula (74) trebuie folosită cu multă precauție.

8. APRECIEREA CRITICĂ A METODEI DE CALCUL PROPUSE

Un criteriu deosebit de important pentru verificarea exactității calculelor la solicitări seismice, îl constituie datele cu privire la efectele cutremurelor. În [31], iar apoi în [32] s-au făcut unele comparații între efectele cutremurului de la Așhabad din anul 1948 și rezultatele calculului diferitelor clădiri, efectuat atît pe baza metodei vechi din P.S.P. 101-51 cît și conform instrucțiunilor SN 8-57. Întrucît aceste date au fost publicate, în lucrarea de față se vor da pe scurt numai rezultatele principale.

Au fost verificate pe bază de calcul 14 clădiri din zidărie de cărămidă, o clădire pe schelet de beton armat, un coș de fum din zidărie de cărămidă și un stîlp metalic de la un castel de apă, deci în total 17 obiecte. În tabela 22 se face o comparație între rezultatele calculului și comportarea construcțiilor la cutremur, adică compararea rezultatelor calculului cu privire la capacitatea construcțiilor de a prelua încărcările seismice respective și comportarea lor reală la aceste încărcări.

Tabela 22

Compararea rezultatelor calculului cu comportarea efectivă a construcțiilor

Denumirea obiectului	Compararea cu PSP 101-51			Compararea cu SN 8-57		
	Numărul cazurilor					
	Coincide	Nu coincide	Nu se compară	Coincide	Nu coincide	Nu se compară
Clădiri din zidărie de cărămidă	0	12	2	12	0	2
Clădiri pe schelet	1	0	0	1	0	0
Coș de fum din zidărie de cărămidă	0	1	0	1	0	0
Stîlpul unui castel de apă	1	0	0	1	0	0
În % din numărul total al obiectelor calculate	12	76	12	88	0	12

Observație. Coloanele „Nu se compară" se referă la obiectele a căror distrugere s-a produs după o schemă cu totul diferita de aceea adoptată în calcul.

Comparînd comportarea reală a construcțiilor cu rezultatele calculului, trebuie să se aibă în vedere că acestea sînt aproximative ca și ipotezele referitoare la schemele de calcul ale construcțiilor, precum și valorile coeficienților β și η; nici exactitatea celorlalte date inițiale, cum ar fi de exemplu intensitatea solicitării seismice, calitatea materialelor, masele reale ale construcțiilor etc., nu este prea mare.

În prezent, pe lîngă rezultatele analizei cutremurului de la Așhabad, mai pot fi citate și primele rezultate ale unei analize analoge asupra efectelor cutremurului din Kamciatka, din 1959. Curînd după cutremur au fost trimiși

BIBLIOTECA CENT
REGIONALĂ
IAȘI

la Petropavlovsk V. S. Pavlîk și I. I. Eisenberg de la ȚNIISK, care au făcut observații la fața locului. În prezent aceste date se află în curs de prelucrare. Întrucît însă, rezultatele cercetărilor se publică pentru prima oară, sînt necesare cîteva observații prealabile.

În momentul producerii cutremurelor, toate aparatele de măsură de la stația seismologică din Petropavlovsk, cu excepția unui pendul standardizat, au fost scoase din funcțiune datorită sensibilității lor excesive. Față de această situație, nu se poate face o apreciere în deajuns de completă și sigură cu privire la intensitatea solicitării seismice.

Dacă intensitatea cutremurului s-ar aprecia pe baza indicațiilor pendulului standard, ținînd seama de faptul că amplitudinea sa maximă a fost de 4,4 mm, se poate trage concluzia că în amplasamentul stației seismologice, intensitatea cutremurului a depășit întrucîtva (neglijabil) seismicitatea de calcul corespunzătoare maximului pentru gradul 7, adică $K_c \approx 1/40$. Întrucît, însă, în regiunea orașului Petropavlovsk se întîlnesc terenuri diferite, iar stația seismologică era situată pe un teren caracterizat prin condiții geologice mult mai bune decît acela în care s-au produs toate distrugerile și de unde s-au luat diferite probe pentru analize, coeficientul seismic de calcul K_c, conform pct. 7 din SN 8-57, s-a luat de două ori mai mare: $K_c \approx 1/20$.

Datele culese la fața locului au demonstrat că rezistențele efective ale materialelor și construcțiilor au fost cu mult inferioare celor prevăzute în proiecte. Astfel, s-a constatat că blocurile de beton din care au fost executate clădirile, au avut marca 13, 25 și 35 kgf/cm² față de marca 50 prevăzută în proiect. Pentru acest motiv, la determinarea capacității portante a construcțiilor, rezistența de calcul s-a luat de două ori mai mică decît aceea din proiect.

Ținînd seama de constatările amintite, s-a procedat la verificarea prin calcul a clădirilor conform SN 8-57 și conform indicațiilor cu privire la exemplul de calcul al clădirilor din zidărie [5].

Verificările s-au făcut numai în cazul degradărilor celor mai caracteristice și anume al celor legate de apariția în zidărie a fisurilor oblice la pereți, șpaleți și la plinurile de zidărie orizontale dintre ferestre. Una din clădirile cercetate în acest mod, este arătată în fig. 58, în care sînt expuse schematic degradările, indicîndu-se încărcările de calcul și capacitatea portantă a secțiunilor. La numărător sînt indicate eforturile în tone forță, iar la numitor sînt date eforturile capabile ale secțiunilor, obținute prin calcul. Compararea degradărilor efective cu rezultatele calculelor a condus la concluzia că acestea din urmă, în general, nu coincid cu distrugerile efective. Cu toate că în calcule capacitatea portantă s-a luat de două ori mai mică decît aceea din proiect, iar încărcarea de două ori mai mare decît aceea înregistrată, degradările s-au produs acolo unde se părea că există un coeficient de siguranță considerabil. De aici se poate trage concluzia fie că încărcările efective au fost mai mari decît cele admise în calcul, fie că rezistența zidăriei a fost și mai slabă decît s-a presupus, fie că au avut loc ambele situații.

Este evident însă, că metoda de calcul adoptată în SN 8-57 și rezistența efectivă a materialelor au condus la o supraestimare a siguranței pe care o prezintă construcțiile reale. Dacă s-ar trage concluzii pe baza acestei analize, ar rezulta că pentru a pune în concordanță metoda de calcul cu fenomenele reale, încărcările trebuie majorate.

Din cercetările făcute asupra efectelor cutremurelor se poate trage concluzia că normele privitoare la încărcările seismice din SN 8-57, ori corespund mai mult sau mai puțin realității, ori sînt ceva mai mici decît cele reale.

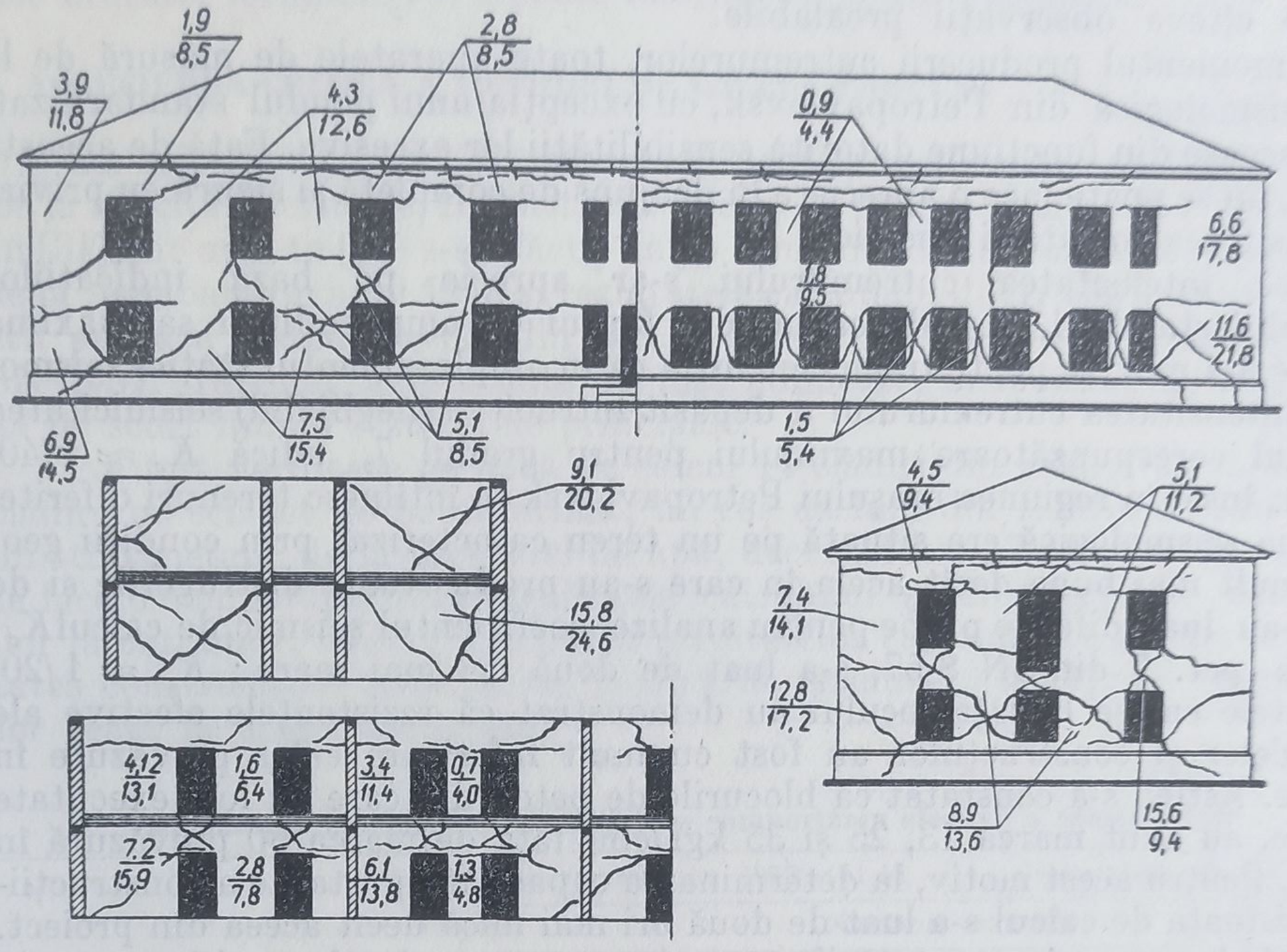


Fig. 58. Clădirea căminului din str. Pogranicinaia din Petropavlovsk-Kamciatsk. Schemele degradărilor suferite de pereți în urma cutremurului: la numărător se indică efortul seismic de calcul, în tone forță; la numitor se dă capacitatea portantă de calculul, în tone forță.

La alegerea recomandărilor definitive privind calculul construcțiilor, trebuie să se țină seama de rigurozitatea premizelor care stau la baza calculului, iar aplicarea lor trebuie să fie justificată din punct de vedere tehnico-economic.

Din compararea SN 8-57 cu normele străine, rezultă că acest mod de tratare a problemei calculului construcțiilor la solicitări seismice este întrutotul justificat.

Pentru a permite o astfel de comparație, în tabela 23 s-au dat valorile coeficienților seismici adoptate în diferite țări. Trebuie remarcat că spre deosebire de SN 8-57 în tabela 23 se dau valori care corespund produsului a doi coeficienți $K_c\beta$. Pentru a înlătura orice confuzie, coeficienții seismici corespunzători normelor străine s-au notat cu C.

Din tabela 23 rezultă că coeficienții C au valorile cele mai mici în proiectul de norme californiene. Se menționează că acest proiect a fost modificat după discutarea lui și de aceea el nu poate fi inclus în categoria normelor în vigoare. Întrucît însă, acest proiect se apropie de metoda adoptată în SN 8-57 și deoarece în ultimul timp, în diverse publicații, acest proiect de norme este folosit cel mai frecvent în comparațiile care se fac cu normele U.R.S.S. și în vederea ușurării comparațiilor cu datele folosite de alți autori, în lucrarea

Tabela 23

Valorile coeficienților seismici

Țara	Coeficientul seismic C
S.U.A.:	
a) după diverse norme	0,05 — 0,13
b) după proiectul de norme californiene;	
pentru clădiri	0,02 — 0,06
pentru alte construcții	0,03 — 0,10
Mexic	0,01 — 0,10
Chile	0,05 — 0,15
Noua Zeelandă	0,10 — 0,17
Japonia	0,10 — 0,24
Italia	0,05 — 0,17
Grecia	0,02 — 0,15
Romînia	0,01 — 0,25 *)

*) *N.T.* Limita superioară se referă la unele elemente de construcții nestructurale

de față se folosește de asemenea proiectul de norme californiene. Folosirea acestui proiect de norme în calitate de etalon, la compararea normelor străine cu SN 8-57, mai prezintă și avantajul că valorile coeficientului C prevăzute în aceste norme sînt cele mai mici dintre cele folosite în alte țări.

Pe de altă parte, din tabela 23 rezultă că valorile maxime ale coeficienților C sînt cuprinse în normativele din Japonia; de aceea, în calitate de etalon pentru limita superioară a coeficienților seismici din normele străine, este indicat să se ia normele japoneze.

În normele adoptate în U.R.S.S., întregul teritoriu supus solicitărilor seismice, a fost împărțit în regiuni cu diferite grade de seismicitate, de la 7 pînă la 9 și cu diferiți coeficienți K_c. Spre deosebire de aceasta, normele străine nu prevăd raionarea seismică, iar coeficienții C au o singură valoare. Aceasta este situația atît în țările cu suprafețe nu prea mari, cum este de exemplu Japonia și unde raionarea seismică nu este justificată, cît și în țări cu suprafețe întinse cum este S.U.A., unde există regiuni cu seismicități diferite și în care s-ar putea aplica principiul raionării. În legătură cu aceasta se naște întrebarea: pentru care anume regiuni seismice au fost întocmite normele americane, inclusiv cele californiene?

În normele generale de construcții americane [61] se arată următoarele: „Aceste prescripții se recomandă în vederea introducerii lor în normele de construcție, destinate pentru acele regiuni în care populația a resimțit cutremure de intensitate mare sau aproape mare, de gradul 7 sau mai mare, după scara Rossi-Forel".

GOST 6249-52 și normele SN 8-57 în vigoare în prezent în U.R.S.S., sînt întocmite pe baza unei scări care, practic, coincide cu cea amintită (în cap. I), așa-numita scară Mercalli modificată. Din compararea acestei scări modificate cu scara Rossi-Forel, făcută de K. P. Richter [87], rezultă că oamenii de știință americani consideră necesară efectuarea calculului clădirilor și a altor construcții la valorile minime ale forțelor seismice adoptate în normele lor, începînd cu regiunile de gradul 6 pînă la 7, după scara modificată

Mercalli. De aici rezultă că și clădirile și alte construcții care se execută în regiunile cu intensitatea de gradul 7, de asemenea trebuie calculate la aceste încărcări.

Se poate trage concluzia că normele americane, inclusiv proiectul californian, se referă la toate intensitățile seismice și în consecință, coeficienții din tabela 23 trebuie comparați cu caracteristicile intensității cutremurelor admise în normele U.R.S.S. pentru toate regiunile și nu numai cu valorile lor maxime care se referă la regiunile de gradul 9. Cu toate acestea, unii autori, căutînd să sublinieze că valorile coeficienților seismici din normele U.R.S.S. sînt prea mari, compară coeficienții C din proiectul de norme californian cu cei din SN 8-57, care se referă însă numai la regiunile de gradul 9.

Totodată, trebuie să se aibă în vedere faptul că în străinătate, calculul de rezistență al construcțiilor se face prin metoda rezistențelor admisibile σ_a, în timp ce în U.R.S.S. acesta se face prin metoda stărilor limită, în care se folosesc rezistențe de calcul (R) care sînt mai apropiate de rezistența de rupere a materialului, decît rezistențele admisibile. Făcînd o apreciere aproximativă a raportului dintre rezistențele de calcul și cele admisibile ale materialelor de construcție folosite în U.R.S.S. înainte și după introducerea metodei de calcul la stări limită, se poate considera că rezistențele de rupere sînt în medie cu 20% mai mari decît cele admisibile.

În consecință, pentru a putea compara coeficienții seismici C folosiți în normele străine, cu produsul $K_c\beta$ din normele U.R.S.S., coeficientul C trebuie înmulțit cu 1,2 sau produsul $K_c\beta$ trebuie împărțit la 1,2.

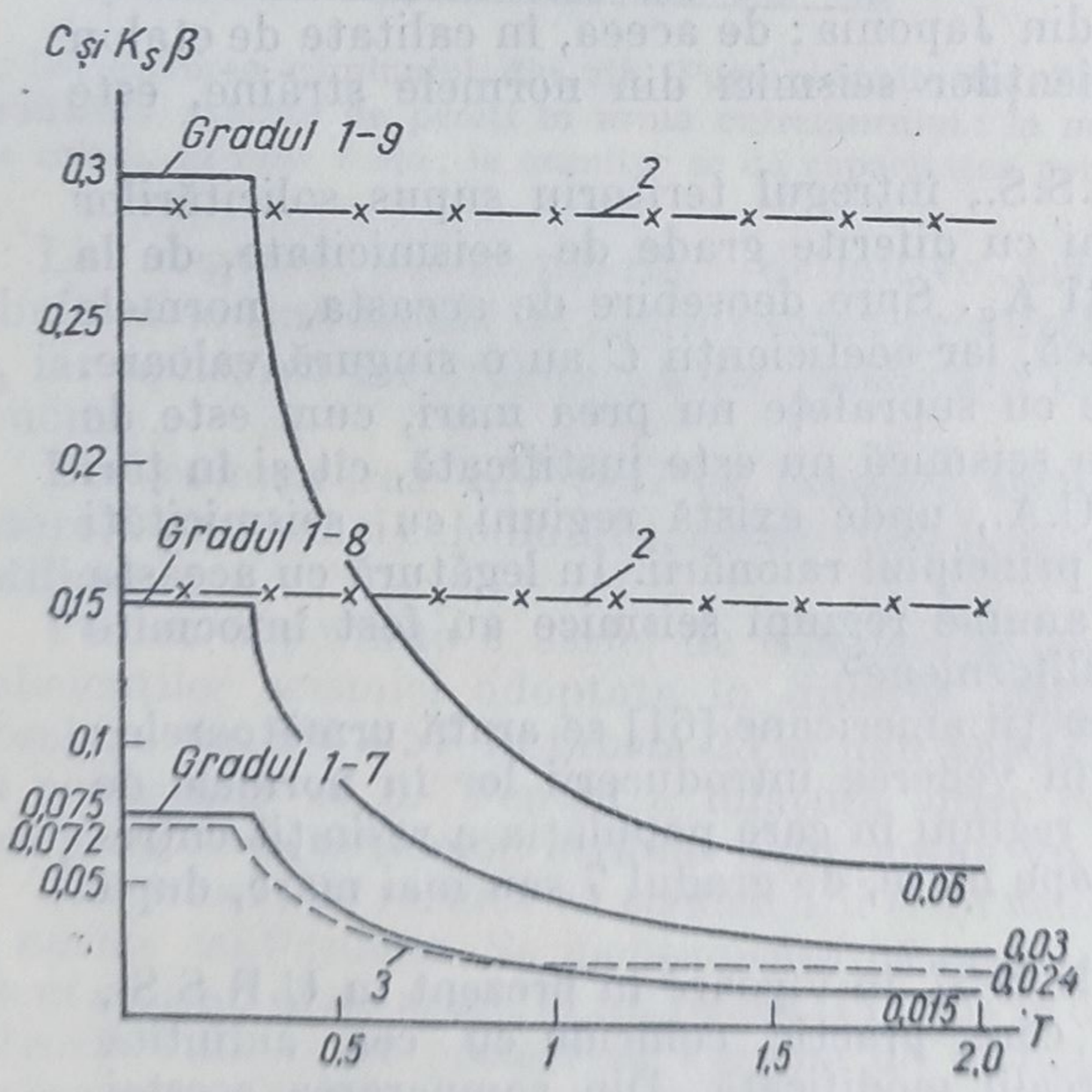


Fig. 59. Diagramele $K_c\beta$ și C după normele U.R.S.S., S.U.A. și Japoniei:

1 — conform SN 8-57 pentru gradul 7,8 și 9; *2* — conform normelor japoneze; *3* — conform proiectului de norme S.U.A. (California).

Pentru compararea normelor străine cu SN 8-57, autorul folosește coeficienții seismici C înmulțiți cu factorul de corecție 1,2.

Valorile coeficienților C sînt valori medii și se aplică la întreaga construcție, în ansamblu. Limita inferioară a coeficientului seismic care se referă și la regiunile de gradul 7, s-a luat din proiectul de norme californiene, iar limita superioară, din normele japoneze [84]. Se menționează totodată că valoarea coeficientului C, din normele japoneze, corespunde construcțiilor de beton armat, a căror limită superioară este valabilă și pentru construcțiile de zidărie.

Pentru a se evita orice interpretare greșită, în tabela 24 se dau valorile numerice ale coeficienților.

Tabela 24

Valorile coeficienților C din diferite norme

Denumirea normelor	Valorile coeficientului C	
	minime	maxime
Proiectul de norme californiene;		
a) pentru clădiri	0,02	0,06
b) pentru alte construcții	0,03	0,10
Normele japoneze pentru construcții de beton armat și zidărie	0,13	0,24

Valorile coeficienților C afectate de factorul de corecție 1,2, precum și valorile produselor $K_c\beta$, corespunzătoare celor trei regiuni ale teritoriului U.R.S.S., sînt reprezentate sub formă de diagrame în fig. 59.

Din analiza acestor diagrame rezultă că valorile produselor $K_c\beta$ admise în SN 8-57 pentru regiunile de gradul 9, ajung la valori considerabile și în cazul construcțiilor rigide, corespunzătoare valorilor superioare ale coeficienților C din normele japoneze. Pe de altă parte, valorile produselor $K_c\beta$ corespunzătoare gradului 7, sînt foarte apropiate de acelea ale coeficienților C, din proiectul de norme californiene. De aici rezultă că încărcările seismice care se determină conform SN 8-57 pentru regiunile de gradul 7, se situează la nivelul valorilor minime folosite în străinătate.

Și în cazul construcțiilor flexibile, raportul dintre $K_c\beta$ și coeficienții C din proiectul de norme californiene este aproximativ același ca mai sus. În cazul construcțiilor flexibile, conform SN 8-57, coeficientul β se înmulțește cu coeficientul de corecție 1,6, iar conform proiectului de norme californiene, coeficientul C se majorează de 1,5 pînă la de 1,67 ori.

Comparația făcută se referă numai la valorile medii ale coeficienților C și ale produselor $K_c\beta$ la construcțiile luate în ansamblu; în anumite cazuri concrete valorile forțelor seismice determinate după SN 8-57 și după proiectul californian, pot prezenta diferențe mari. Aceasta se explică prin faptul că perioadele oscilațiilor libere ale construcțiilor, necesare pentru determinarea coeficienților C și a produselor $K_c\beta$, se determină prin procedee diferite în U.R.S.S. și în S.U.A., ceea ce poate conduce chiar la diferențe între valorile medii ale C și $K_c\beta$ pentru construcțiile luate în ansamblu. Diferențele pot fi și mai mari în ceea ce privește distribuția încărcării seismice pe înălțimea construcției, întrucît metodele de distribuție a încărcărilor seismice, prevăzute în cele două norme, sînt cu totul diferite.

Pentru a ilustra rezultatele care se pot obține în diferite cazuri, s-au făcut calcule comparative conform metodei din SN 8-57 pentru regiunile de gradul 7 și după proiectul de norme californiene, ținînd seama de factorul 1,2. În cele ce urmează se dau rezultatele calculului făcut pentru două obiecte.

Prima construcție este o clădire cu trei nivele (fig. 60); rezultatele calculului acestei clădiri, sub forma intensităților forțelor seismice și a diagramelor de forțe tăietoare, arată că pe baza calculului după SN 8-57 se obțin încărcări mai mici.

Un al doilea exemplu îl constituie rezultatele calculului unui coș de fum (fig. 61). Din acest exemplu de calcul, rezultă că analog cu cazul precedent, încărcările determinate conform SN 8-57, sînt în general mai mici decît cele calculate după proiectul californian. Totodată trebuie remarcat că momentele

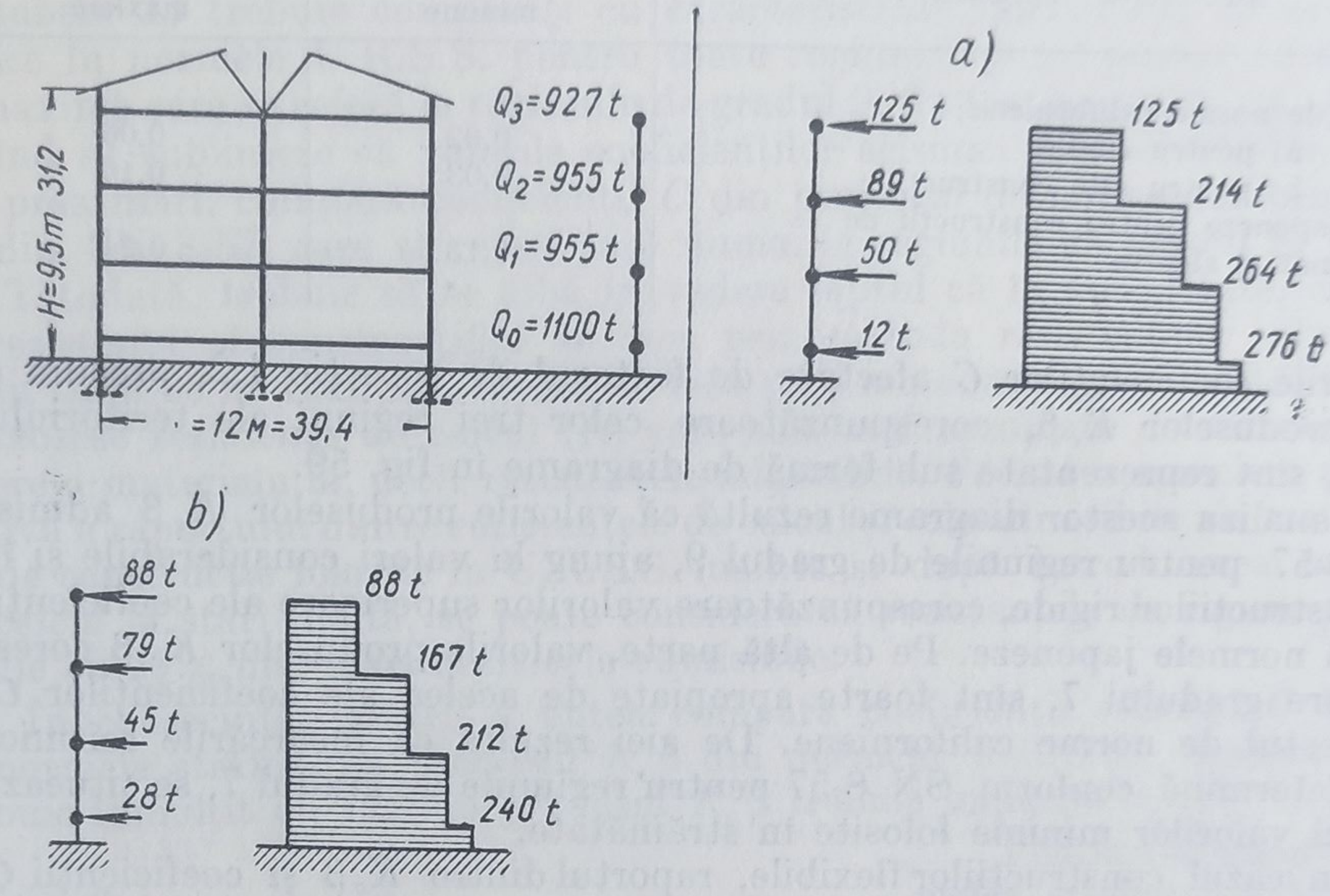


Fig. 60. Valorile forțelor seismice și diagramele forțelor tăietoare pentru o clădire cu trei niveluri: *a* — conform proiectului de norme californiene (s-a luat $C = \max$, deoarece $T = 0{,}05\sqrt{\frac{H}{b}} = 0{,}05\frac{31{,}2}{\sqrt{39{,}4}} = 0{,}248$ s) și *C* — conform normelor SN 8-57.

încovoietoare din secțiunea de la baza coșului, determinate după SN 8-57, diferă foarte mult de cele obținute prin aplicarea normelor californiene. Aceasta se explică prin faptul că în normele U.R.S.S. valorile minime ale coeficientului β sînt de cinci ori mai mici decît valoarea sa maximă, întimp ce în proiectul californian, valoarea maximă a coeficientului *C* este doar de trei ori mai mare decît cea minimă. Totodată, la partea superioară a coșului, valorile momentului încovoietor, determinate după SN 8-57, sînt ceva mai mari decît acelea calculate după proiectul californian; trebuie menționat că tocmai în această secțiune se produce degradarea coșurilor în timpul cutremurelor.

În încheierea analizei încărcărilor seismice folosite în alte țări și în U.R.S.S., se poate trage concluzia că pentru regiunile cu seismicitatea de gradul 9, conform SN 8-57, încărcările se încadrează în limitele normativelor japoneze, care prevăd valorile cele mai mari; încărcările corespunzătoare regiunilor de gradul 7 sînt extrem de mici și în exemplele analizate nu depășesc valorile corespunzătoare normelor străine, care prevăd încărcările cele mai mici și anume acelea din proiectul de norme californiene.

S-a arătat anterior că proiectul de norme californiene a fost analizat de către specialiștii americani și a fost adoptat în calitate de normativ după introducerea unor modificări [64]. În această formă nouă, metoda de calcul a rămas în general neschimbată atît în ceea ce privește determinarea coeficientului C, cît și în ceea ce privește formula adoptată pentru determinarea perioadelor oscilațiilor clădirilor; valorile coeficienților numerici folosiți pentru calculul coeficienților C, au suferit modificări radicale. Astfel, valorile limită ale coeficientului C, stabilite pentru clădiri, sînt 0,035 pînă la 0,075, față de cele anterioare de 0,02 și 0,06. Analog, pentru alte tipuri de construcții, aceste limite sînt 0,04 pînă la 0,1 față de cele anterioare de 0,03 și 0,1. Astfel, inginerii americani au ajuns la concluzia că forțele seismice, conform proiectului de norme, erau prea mici și în consecință, le-au majorat întrucîtva.

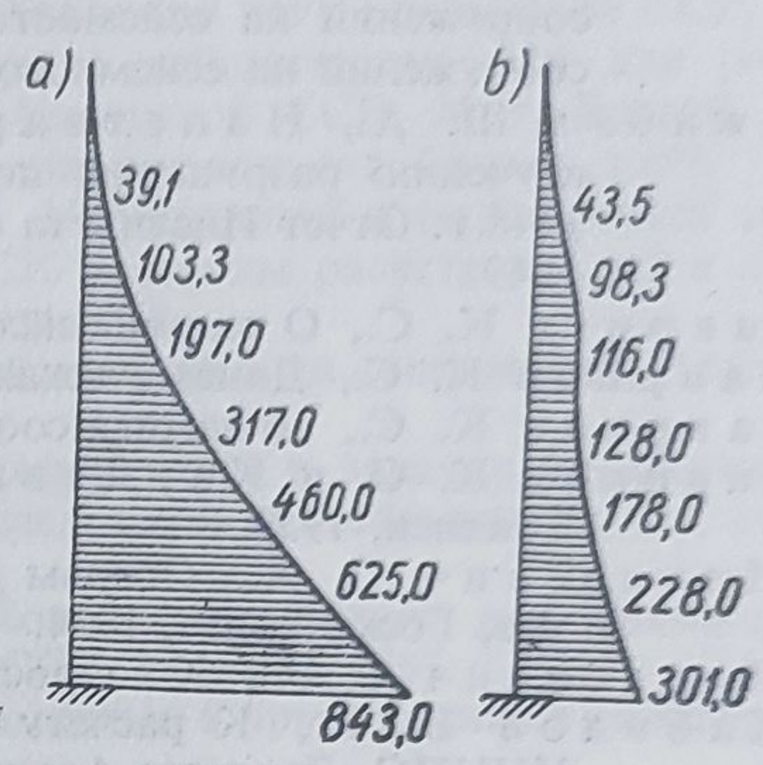


Fig. 61. Diagramele momentelor încovoietoare ale coșului de fum, conform proiectului de norme californiene (*a*) și conform SN 8-57 (*b*).

BIBLIOGRAFIA LA CAPITOLUL II

1. Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений (ЦНИПС). Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, Госстройиздат, 1956.
2. Госстрой СССР, Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57), Стройиздат, 1957.
3. Положение по строительству в сейсмических районах, (ПСП 101-51), Госстройиздат, 1951.
4. Научно-техническое общество строительной промышленности СССР, Положение по строительству в сейсмических районах (проект), 1956.
5. Пример расчета на прочность каменных несущих стен зданий, возводимых в сейсмических районах, и указания к примеру расчета, Госстройиздат, 1958.
6. Инструкция по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений (проект). Сб, ЦНИИСК «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений», Госстройиздат, 1960.
7. Сейсмостойкость сооружений. Труды Закавказского института сооружений, вып. 3, Тифлис, 1931.
8. Баркан Д. Д., Динамика оснований и фундаментов, Стройвоенмориздат, 1948.
9. Барштейн М. Ф., Известия Академии наук СССР, серия геофизическая, 1958, № 8, Хроника.
10. Барштейн М. Ф., Применение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия. Журнал «Строительная механика и расчет сооружений», 1960, № 2.
11. Безухов Н. И., Некоторые обобщения методов строительной механики в динамике сооружений, Сб. «Исследования по теории сооружений», № 3. Госстройиздат, 1939.
12. Безухов Н. И., Динамика сооружений в задачах и примерах, Стройиздат, 1947.
13. Болотин В. В., Статистическая теория сейсмостойкости, Известия отделения технических наук Академии наук СССР, «Механика и машиностроение», 1959, № 4.
14. Ван Гуань-Юань, Методы определения сейсмических сил для зданий, Chenese Journal of civil Engineering Vol. 5 № 2, April, 1958 (на китайском языке).
15. Гольденблат И. И., О возможности построения стохастической теории сейсмостойкости. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.

16. Гольденблат Н. И. и Быховский В. А., Актуальные вопросы современного сейсмостойкого строительства, Сб. НТО строительной промышленности «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
17. Гольденблат И. И. и Быховский В. А., О развитии методов расчета сооружений на сейсмостойкость. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.
18. Джабуа Ш. А., Напетваридзе Ш. Г., Чураян А. Л., Материалы по изучению разрушений построек при Ашхабадском землетрясении 6 октября 1948 г. Отчет Института строительного дела Академии наук Грузинской ССР, 1949.
19. Завриев К. С., О теории сейсмостойкости, Закавказское ГИЗ, Тифлис, 1933.
20. Завриев К. С., Динамическая теория сейсмостойкости, Тифлис, 1936.
21. Завриев К. С., Динамика сооружений, Трансжелдориздат, 1946.
22. Завриев К. С. и Карцивадзе Г. Н., Устойчивость и динамика сооружений, Тбилиси, 1959.
23. Ильясевич С. А., Основы динамического расчета балочных металлических мостов, Госметиздат, 1934.
24. Ильясевич С. А., К вопросу о колебаниях стальных мостов, 1940.
25. Кабулов В. К., К расчету сооружений на сейсмические воздействия методом ЦНИПС. Доклады Академии наук Узбекской ССР, 1955, 4.
26. Карпетян Б. К., Выбор спектральной кривой для расчета зданий и сооружений на сейсмическую нагрузку, Академия наук Армянской ССР, т. X, вып. 1, Ереван, 1957.
27. Карцивадзе Г. Н., Некоторые особенности транспортных искусственных сооружений с точки зрения методики расчета на сейсмостойкость. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.
28. Карцивадзе Г. Н. и Бюс И. Е., Испытание железобетонного арочного моста пролетом 110 *м*. Тбилисский институт инженеров железнодорожного транспорта имени Ленина. Научное сообщение № 15, Тбилиси, 1957.
29. Корчинский И. Л., Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку Стройиздат, 1948.
30. Корчинский И. Л., Вибрации каменных зданий, вызванные вибрацией грунта, журнал «Строительная промышленность», 1950, № 6.
31. Корчинский И. Л., Расчет сооружений на сейсмические воздействия. Научное сообщение ЦНИПС, вып. 14, Госстройиздат, 1954.
32. Корчинский И. Л., Метод расчета строительных конструкций на сейсмические воздействия. Сб. НТО строительной промышленности «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
33. Корчинский И. Л., Расчет гибких сооружений на сейсмические воздействия. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.
34. Корчинский И. Л., Сейсмические нагрузки на здания и сооружения, Госстройиздат, 1959.
35. Корчинский И. Л., Сравнение норм расчета на сейсмическое воздействие, действующих в СССР и за рубежом. Сб. ЦНИИСК «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений», Госстройиздат, 1960.
36. Корчинский И. Л., Судницын А. И., Быховский В. А., Расчет железобетонных дымовых труб, сооружаемых в сейсмических районах, журнал «Бетон и железобетон», 1957, № 10.
37. Кульмач П. П., О колебаниях твердого тела, опирающегося на упругие опоры. Труды Высшего инженерно-технического Краснознаменного училища ВМФ, вып. 34, Ленинград, 1956.
38. Медведев С. В., Статьи по вопросам инженерной сейсмологии. Труды Геофизического института Академии наук СССР, 1956.
39. Медведев С. В., Спектры действия сейсмических колебаний на сооружения. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.

40. Медведев С. В., Экспериментальные исследования колебаний жестких сооружений при сейсмических воздействиях. Труды Института физики Земли Академии наук СССР, 1958, № 1 (168).
41. Назаров А. Г., Сейсмические толчки и удары и их действие на сооружение. Труды Бюро антисейсмического строительства Академии наук Грузинской ССР, 1945.
42. Назаров А. Г., Инструментальное определение сейсмических сил для расчета сооружений. Известия Академии наук Армянской ССР, № 3, Ереван, 1947.
43. Назаров А. Г., Метод инженерного анализа сейсмических сил, Ереван, 1959.
44. Назаров А. Г. и Карапетян Б. К., Упрощенный способ расчета сооружений на сейсмостойкость. Сб. ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройздат, 1958.
45. Напетваридзе Ш. Г., Вопросы теории сейсмостойкости сооружений, Академия наук Грузинской ССР, 1956.
46. Николаенко Н. А., Учет пластических деформаций в задачах динамического расчета сооружений. Сб. ЦНИИСК «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений», Госстройиздат, 1960.
47. Пильдиш М. Я. и Бирюков В. В., Конструкции зданий для сейсмических районов. Изд. Академии наук Узбекской ССР, Ташкент, 1953.
48. Пильдиш М. Я. и Поляков С. В., Каменные и армокаменные конструкции зданий, Госстройиздат, 1955.
49. Поляков С. В., Каменная кладка в каркасных зданиях, Госстройиздат, 1956.
50. Рабинович И. М., К расчету сооружений на действие сил, меняющихся во времени по произвольному закону, Вестник ВИА имени Куйбышева, 1937, № 20.
51. Рабинович И. М., Основы динамического расчета сооружений на действие мгновенных или кратковременных сил, Госстройиздат, 1945.
52. Сигалов Э. Е., Практический метод расчета рам на колебания. Сб. Московского института инженеров городского строительства «Строительная механика и конструкции», 1957.
53. Синицын А. П., Колебания массивных сооружений при вертикальных сейсмических воздействиях, журнал «Строительная механика и расчет сооружений», 1959, №4.
54. Снитко Н. К., Методы расчета сооружений на вибрацию и удар, Госстройиздат, 1953.
55. Тимошенко С. П., Теория колебаний в инженерном деле, Гостехтеоретиздат, 1934.
56. Тищенко В. Г., К вопросу о действии на элементы конструкций нагрузок большой интенсивности, длящихся короткий промежуток времени. Труды Сейсмологического института Сб. № 117, 1945.
57. Уразбаев М. Т., Лейдерман Ю. Р., Расказовский В. Т. и Кабулов В. К., О книге И. Л. Корчинского «Расчет сооружений на сейсмические воздействия». Известия Академии наук УзССР, 1955, 11.
58. Фанг И., К статистическому расчету аэродинамических нагрузок, Механика. Сборник переводов и обзоров иностранной периодической литературы, ИЛ, 1954, 2 (24).
59. Френкель И. М., Расчет строительных конструкций на динамическую нагрузку, Госстройиздат, 1958.
60. Цшохер В. О. и Быховский В. А., Антисейсмическое строительство, Центральная строительная библиотека и редакция журнала «Наше строительство», 1937.
61. American Standard Building Code Requirments for Minimum Design-Loads in Building, and other Structures by Sectional Committe on Building Code Requirments for Minimum Design Loads in Buildings-A 58 under the Sponsorship of the National Bureau of Standards.
62. General Headquartes Far Eastern Command, the Fukui Earthquake, Hokuriku Region, Japan, 1948, 28 June.
63. Lateral Forces of Earthquake and Wind, By a Joint Committee of the San Francisco California Section ASCE and the Structural Engineers Association of Northern California (Proceedings American Society of Civil Engineers, April, 1951, Vol. 77, Separate No 66).
64. Lateral Force Building Code Requirement, Recommendations of the Structural Engineers Association of Northern California, San Francisco 5, California.

65. Proiect STAS 2923—59, Prescripții generale de proiectare în regiuni seismice, Sarcini Seismice.
66. Behtling H., Development of Earthquake-Proof Construction in Chile, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
67. Berlage H. P. Recherches sur debut d'une phase, Publ. Bureau central seismologique Inst. Ser. A, 1, 73, 1924.
68. Biot N. A. Bull. of the Seism. Soc of America, Vol. 31, 2, April, 1941.
69. Biot M.A. Proc American Society of Civil Engineers, January, 1942.
70. Brunnier H., The Development of Aseismic Construction in the United States. Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering June, 1956.
71. Duke C. M., Brisbane R. A., Earthquake Strain Meausurments in a Reinforced Concrete Building, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 45, April, 1955, No 2.
72. Eringen C., Response of Tall Buildings to Random Earthquakes, Third U.S. National Congress of Applied Mechanics, June 11 — 14, 1958.
73. Goodman L. E. Rosenblueth E., Newmark N. N., Aseismic Design of Elastic Structures Founded on firm Ground, Proc, Amer. Soc Civil Engin, 79, Sep., No 349, 27 (1953).
74. Hiller W. Why „Regulations for Structures in Earthquake Zones" in Germany, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
75. Housner G. W. Characteristics of Strongmotion Earthquake, Bulletin of the Seism. Soc. of America, Vol. 37, No 1, January 1947.
76. Housner G. W., Current Practice in the Design of Structures to Resist Earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 39, No 2, 1949.
77. Housner G. W., Spectrum Intensities of Strong-motion Earthquakes Symposium of Effects of Earthquakes and Blasts on Structures, USA, p. 20—36. Los Angeles 1954.
78. Housner G. W., Martel R. R., Afford I. L., Bulletin of the Seismological Soc. of America, Vol. 45, 2, 1953.
79. Khan A., Earthquakes and Aseismic Designs in Pakistan, Proceedings of the World Conference on Earthquakes Engineering, June, 1956.
80. Moliotis P., Development of the Design of Earthquakes Resisting Structures in Greece, Proceeding of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956
81. Murphy .A., Earthquake, Engineering Developments in New Zealand, 1945-1955, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
82. Oberti G., Development of Aseismic Design and Construction in Italy by Means of Research on Large Model Test, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
83. Omori F., Publications of the Earthquake Investigations Committee in Foreign Languages, No 4, Tokyo, 1900.
84. Otsuki y., Development of Earthquake Building Construction in Japan, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
85. Pinar R., Historical and Modern Earthquake Resistant Construction in Turkey, Proceedings of the Conference on Earthquake Engineerings, June, 1956.
86. Ramirez J., Some Aseismic Housing Designs in Colombia, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
87. Richter C. F., Seismic Regionalization Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 49. No 2, p. 123—162, April, 1959.
88. Rosenblueth. E. Aseismic Design in Mexico, Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, June, 1956.
89. Tajimi H. Basis Theories on Aseismic Design of Structures, Rept. Inst. Industrial Science Univ. Tokyo, III, 1959, 8, No 4.
90. Tomson W., Spectral Aspect of Earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 49, 1959.

CAPITOLUL III

SCHEMELE DE CALCUL DINAMIC AL CONSTRUCȚIILOR*)

1. PERIOADELE ȘI FORMELE OSCILAȚIILOR LIBERE ALE SISTEMELOR ELASTICE

Așa cum s-a arătat în capitolul II, pentru calculul încărcărilor seismice ale construcțiilor este necesară cunoașterea perioadelor și a formelor oscilațiilor libere orizontale ale acestora.

Oscilațiile libere ale unui sistem elastic oarecare sînt oscilațiile sistemului scos din poziția de echilibru și căruia nu i se mai aplică apoi nici o solicitare. Mișcarea naturală pe care o capătă astfel sistemul, este o oscilație armonică amortizată**); fiecare punct al sistemului efectuează un ciclu complet în același interval de timp, denumit perioada oscilațiilor libere. Deplasările diferitelor puncte ale sistemului în același interval de timp, sînt diferite. Valorile maxime ale deplasărilor față de poziția de echilibru se numesc amplitudini ale oscilațiilor. Rapoartele dintre amplitudinile oscilațiilor libere ale punctelor în care este concentrată masa sistemului, la fiecare valoare a timpului t, sînt mărimi constante pentru fiecare frecvență, iar raportul în care ele se află față de amplitudinea unui singur punct, caracterizează forma deformației sau forma oscilațiilor libere ale sistemului.

Perioadele și formele oscilațiilor libere sînt caracteristici dinamice fundamentale ale sistemului : perioadele oscilațiilor libere condiționează intensitatea influenței pe care o poate avea o anumită solicitare dinamică asupra sistemului în ansamblu, iar formele oscilațiilor libere caracterizează efectele acestei solicitări în diferite puncte ale sistemului.

Forțele care acționează asupra sistemului pe timpul oscilațiilor sale libere sînt forțele de inerție care sînt echilibrate de forțele elastice interioare. O parte a energiei oscilațiilor se consumă pentru învingerea rezistenței interioare neelastice a materialului, din care cauză oscilațiile libere sînt amortizate. La construcțiile reale, amortizarea este influențată și de frecarea de la îmbinările elementelor de construcție. Micșorînd sensibil amplitudinile oscilațiilor, amortizarea nu are aproape nici o influență asupra perioadelor și formelor

---

*) *N.T.* Vezi M. Simonici, Dinamica Construcțiilor, Editura tehnică, 1958.

**) Obișnuit, se consideră oscilații mici, în care caz ele se exprimă în fiecare punct printr-o sumă (serie) de sinusoide amortizate : $X_k = \sum_i A_{ik} e^{-\varepsilon t} \sin(p_i t + \lambda_i)$; valorile frecvențelor p_i formează spectrul frecvențelor oscilațiilor libere ale sistemului. În cercetările teoretice și în calculele practice se poate alege un sistem de axe de coordonate care să permită cercetarea fiecărui termen al acestei serii, independent de ceilalți termeni.

oscilațiilor libere. În consecință, în calculele practice, la determinarea oscilațiilor libere ale construcțiilor obișnuite, influența amortizării se neglijează*).

Determinarea exactă a perioadelor și formelor oscilațiilor libere, chiar în cazul unor sisteme elastice relativ simple, implică adeseori calcule greoaie, iar în cazurile mai complicate este legată de dificultăți considerabile de ordin matematic. De aceea, în calculele practice, se aplică pe scară largă metode aproximative care reduc volumul calculului, permițînd obținerea unor rezultate în deajuns de exacte. Independent de aceasta, pentru simplificarea calculelor, schema de calcul dinamică a construcției trebuie să fie cît mai simplă, însă în același timp ea trebuie să exprime corect particularitățile dinamice fundamentale ale construcției.

Sisteme cu un singur grad de libertate. Sistemul elastic cel mai simplu este sistemul cu un singur grad de libertate. Un astfel de sistem poate fi reprezentat sub forma unei bare elastice, a cărei greutate se neglijează, și la care masa m_1 este concentrată într-un singur punct (fig. 62); deformațiile sistemului se produc în planul uneia din axele principale ale secțiunii sale transversale. Sistemul cu un singur grad de libertate poate avea un singur tip de oscilații: în timpul oscilațiilor masa se deplasează de o parte și de alta a poziției de echilibru (fig. 62, *a*). Poziția fiecărui punct al sistemului, la un timp oarecare t, este determinată univoc de un singur parametru, cum ar fi de exemplu deplasarea $X_1(t)$ a punctului în care este concentrată masa m_1. Poziția tuturor celorlalte puncte ale barei poate fi determinată ca efectul acțiunii unei forțe oarecare $P(t_0)$ aplicată masei m_1 și care a produs deplasarea acesteia $X_1(t_0)$.

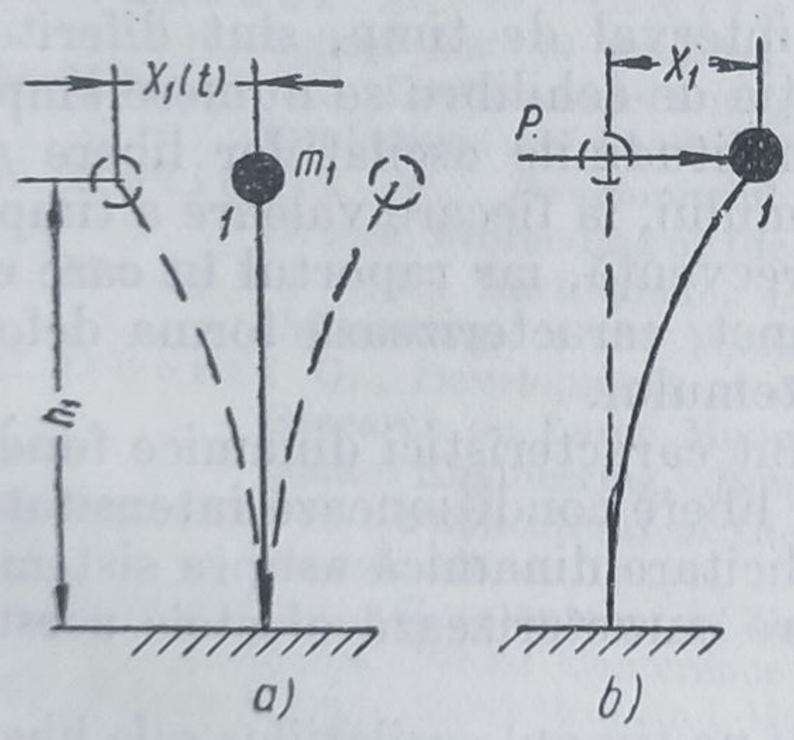


Fig. 62. Sistem cu un singur grad de libertate:

a — oscilațiile sistemului; *b* — deformația sistemului sub acțiunea unei forme statice.

Notînd prin X_1 amplitudinea oscilațiilor sistemului, adică $X_1(t)_{max} = X_1$ și ținînd seama că accelerația maximă a masei m_1 pe timpul oscilațiilor este $X_1 p^2$, unde p este frecvența circulară a oscilațiilor**), săgeata din punctul de aplicație al masei m_1 se exprimă prin formula

$$X_1 = \delta_{11} P_1 = \delta_{11} m_1 p^2 X_1, \qquad (1)$$

în care prin δ_{11} s-a notat deplasarea acestui punct produsă de o forță unitară aplicată static pe direcția oscilațiilor. Din această expresie se obține formula pentru determinarea frecvenței oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate.

*) Calculele în care se ține seama de amortizare sînt mult mai complicate decît cele în care amortizarea se neglijează. Diferența dintre valorile perioadelor de calcul, în majoritatea cazurilor practice, se înscrie în limitele preciziei calculelor.

**) Soluția ecuației diferențiale a oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate, se poate scrie sub forma:

$$X_1(t) = A \sin pt + B \cos pt.$$

Prima derivată $\dot{X}_1(t)$ este viteza, iar derivata a doua $\ddot{X}_1(t)$ este accelerația oscilațiilor:

$$\dot{X}_1(t) = pA \cos pt - pB \sin pt = p(A \cos pt - B \sin pt),$$

$$\ddot{X}_1(t) = -p^2 A \sin pt - p^2 B \cos pt = -p^2 X_1(t).$$

$$p = \sqrt{\frac{1}{m_1 \delta_{11}}} \tag{2}$$

sau folosind relația cunoscută între perioada T și frecvența circulară a oscilațiilor p

$$T = \frac{2\pi}{p}, \tag{3}$$

perioada oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate se exprimă prin formula

$$T = 2\pi \sqrt{m_1 \delta_{11}}. \tag{4}$$

Deoarece greutatea masei m_1 este $Q = m_1 g$, formula (4) se poate transcrie sub forma

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q_1 \delta_{11}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{f_1}{g}}, \tag{4'}$$

unde f_1 este săgeata statică în punctul de aplicație al masei sistemului, produsă de o forță egală cu greutatea masei.

Rigiditatea sistemului (elementului de construcție) c_k în punctul considerat k este forța aplicată în acest punct care produce în el o săgeată unitară. La sistemul cu un singur grad de libertate mărimea c_k definește complet rigiditatea sistemului și expresia sa este:

$$c_1 = \frac{P}{X_1} = \frac{Q_1}{f_1} = \frac{1}{\delta_{11}}. \tag{5}$$

Rigiditatea sistemului c_k este inversul deplasării produse de o forță unitară aplicată în punctul k.

Înlocuind în formula (4) $\delta_{11} = \frac{1}{c_1}$ se obține expresia perioadei oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate, care este direct proporțională cu rădăcina patrată a masei și invers proporțională cu rădăcina rigidității sistemului:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{c_1}}. \tag{6}$$

Amplitudinea oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate X_1 este o mărime arbitrară și teoretic, poate avea orice valoare inclusiv $X_1 = \delta_{11}$ și $X_1 = Q_1 \delta_{11}$. Amplitudinea oscilațiilor libere depinde de intensitatea solicitării exterioare care a produs oscilațiile. În calculele legate de forma oscilațiilor, amplitudinea oscilațiilor libere ale sistemului cu un singur grad de libertate se poate lua totdeauna egală cu unitatea: $X_1 = 1$.

Sistem cu două grade de libertate. Sistemul elastic a cărui masă este concentrată numai în două puncte este un sistem cu două grade de libertate (fig. 63). Numărul gradelor de libertate exprimă numărul parametrilor necesari pentru determinarea poziției sistemului în timpul oscilațiilor sale

libere, precum și numărul formelor oscilațiilor libere. Sistemul cu un singur grad de libertate, așa cum s-a arătat anterior, are o singură formă de oscilații libere. Sistemul cu două grade de libertate poate avea două forme de oscilații, diferite din punct de vedere calitativ : într-o formă, ambele mase ale sistemului se deplasează simultan după aceeași direcție (fig. 63, *b*), iar în forma a doua, masele se deplasează în sens contrar (fig. 63, *c*). De aici rezultă că pe timpul oscilațiilor libere, asupra sistemului cu două grade de libertate pot acționa două tipuri diferite de încărcări și anume : cele două forțe pot fi aplicate fie după o singură direcție, fie după direcții opuse. Oscilațiile de primul tip se numesc oscilații fundamentale sau oscilații libere după prima formă și se caracterizează prin faptul că axa deformată nu intersectează axul sistemului care se află în poziția de echilibru (nu se produc „puncte nodale“, fig. 63, *b*). Cel de-al doilea mod de oscilație, caracterizat printr-un punct nodal (fig. 63, *c*) se numește forma a doua a oscilațiilor libere. Perioada oscilațiilor libere după forma a doua, T_2, este totdeauna mai mică decît perioada oscilațiilor fundamentale, T_1; în general, la orice sistem, perioadele oscilațiilor libere după armonici superioare sînt mai mici decît perioadele corespunzătoare armonicilor inferioare.

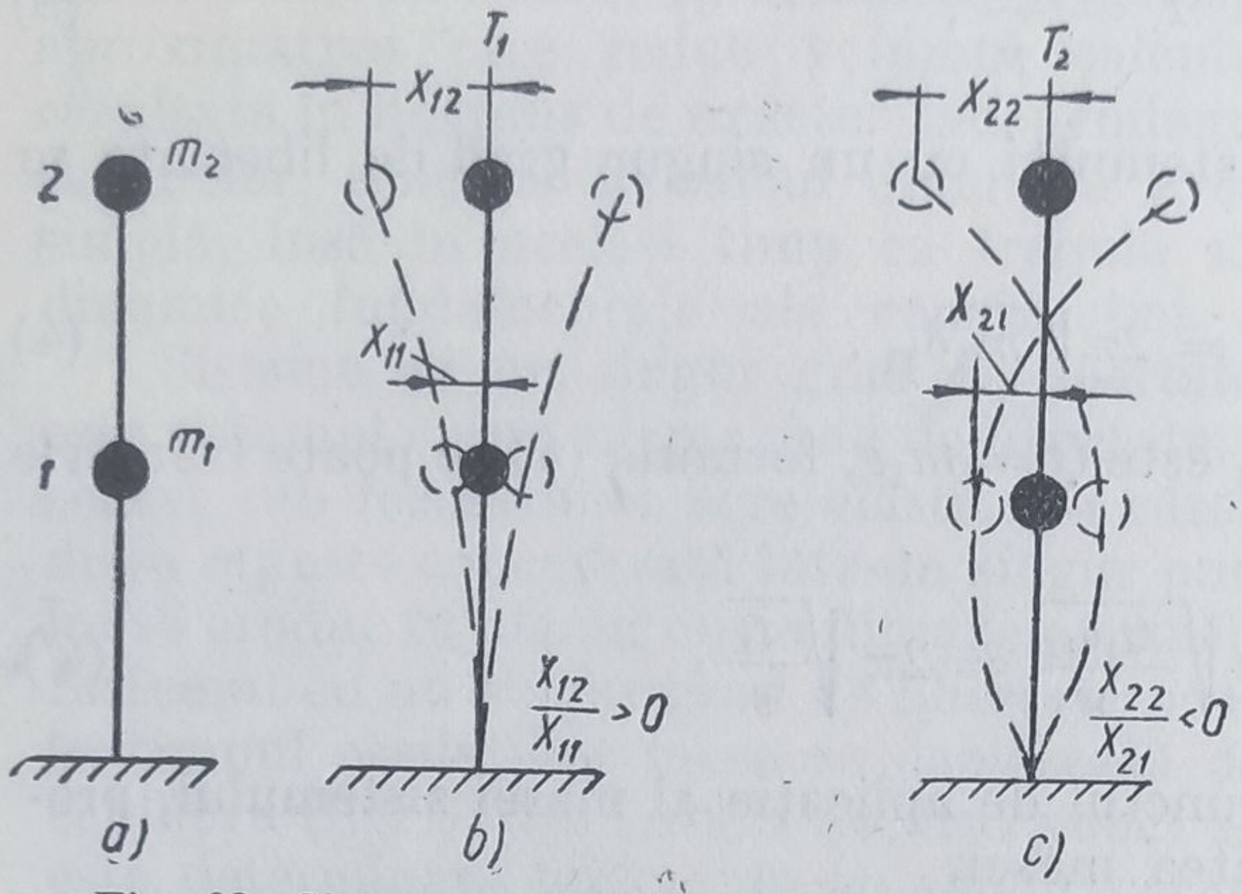


Fig. 63. Sistem cu două grade de libertate:
a — schema generală; *b* — prima formulă a oscilațiilor lilbere ale sistemului; *c* — forma a doua a oscilațiilor libere ale sistemului.

Pentru a produce oscilațiile libere ale sistemului după una din forme, este necesară o anumită solicitare exterioară. În general, oscilațiile libere se produc simultan după toate formele posibile. Alegînd însă, într-un mod corespunzător, sistemul de axe de coordonate, oscilațiile pot fi considerate separat, după fiecare formă, independente între ele, așa cum se procedează obișnuit în calculele practice.

În timpul oscilațiilor, poziția sistemului cu două grade de libertate este definită de două mărimi, care pot fi deplasările punctelor 1 și 2, în care este concentrată masa sistemului. Aceste deplasări, produse de forțele de inerție, se pot exprima, analog cu formula (1), sub forma :

$$\begin{aligned} X_{i1} &= \delta_{11} m_1 p_i^2 X_{i1} + \delta_{12} m_2 p_i^2 X_{i2}; \\ X_{i2} &= \delta_{22} m_2 p_i^2 X_{i2} + \delta_{21} m_1 p_i^2 X_{i1}, \end{aligned} \tag{7}$$

unde p_i, X_{i1} și X_{i2} reprezintă respectiv frecvența oscilațiilor libere ale sistemului și amplitudinile oscilațiilor, în punctele 1 și 2. Indicele i se referă la forma oscilațiilor libere.

Întrucît expresiile (7) exprimă deplasările unui aceluiași sistem, ele trebuie considerate concomitent. Trecînd toți termenii într-o singură parte, avem :

$$\left.\begin{aligned}(\delta_{11}m_1p_i^2 - 1)\ X_{i1} + \delta_{12}m_2p_i^2X_{i2} = 0;\\ \delta_{21}m_2p_i^2X_{i1} + (\delta_{22}m_2p_i^2 - 1)\ X_{i2} = 0.\end{aligned}\right\} \quad (8)$$

Valorile amplitudinilor X_{i1} și X_{i2} pot fi diferite de zero, numai dacă determinantul sistemului (8) este egal cu zero :

$$\begin{vmatrix}\delta_{11}m_1p_i^2 - 1 & \delta_{12}m_2p_i^2\\ \delta_{21}m_1p_i^2 & \delta_{22}m_2p_i^2 - 1\end{vmatrix} = 0. \quad (9)$$

Dezvoltînd determinantul

$$\delta_{12}m_2p_i^2\ \delta_{21}m_1p_i^2 - (\delta_{11}m_1p_i^2 - 1)\ (\delta_{22}m_2p_i^2 - 1) = 0,$$

se obține ecuația pentru determinarea frecvențelor

$$\frac{1}{p_i^4} - (m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22})\frac{1}{p_i^2} + m_1m_2\ (\delta_{11}\ \delta_{22} - \delta_{12}^2) = 0. \quad (10)$$

Notînd $m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22} = A$ și $m_1m_2(\delta_{11}\ \delta_{22} - \delta_{12}^2) = B$, soluția ecuației (10) se poate scrie sub forma :

$$p_i^2 = \frac{A \mp \sqrt{A^2 - 4B}}{2B}. \quad (11)$$

Dintre cele patru rădăcini ale ecuației (10), două rădăcini, p_1 și p_2, care sînt reale și pozitive, sînt frecvențele oscilațiilor libere ale sistemului. Perioadele corespunzătoare acestor frecvențe, se calculează cu formula

$$T_{1,2}^2 = \frac{8\pi^2B}{A \mp \sqrt{A^2 - 4B}}. \quad (12)$$

Formele oscilațiilor libere se exprimă prin raportul dintre amplitudinile oscilațiilor punctelor în care este concentrată masa sistemului. La sistemul cu două grade de libertate, acest raport este X_{i2}/X_{i1} și poate fi calculat pe baza uneia din ecuațiile sistemului (8). Astfel, din prima ecuație se obține

$$\frac{X_{i2}}{X_{i1}} = \frac{1 - \delta_{11}m_1p_i^2}{\delta_{12}m_2p_i^2}. \quad (13)$$

Înlocuind în (13) valorile frecvențelor p_i, calculate cu formula (11), se poate verifica faptul că la prima formă a oscilațiilor ($p_i = p_1$, fig. 63, *a*) $X_{12}/X_{11} > 0$, iar în forma a doua $X_{22}/X_{21} < 0$ (fig. 63, *c*). La calculul formelor oscilațiilor, amplitudinea X_{i1} se poate lua egală cu unitatea.

Sistemele cu trei grade de libertate (fig. 64) au trei forme ale oscilațiilor libere (fig. 64, *b*, *c* și *d*). Pentru determinarea poziției unui astfel de sistem, pe timpul oscilațiilor, este necesară cunoașterea a trei parametri

și anume amplitudinile X_{i1}, X_{i2} și X_{i3} ale oscilațiilor punctelor în care sînt concentrate masele m_1, m_2 și m_3. Ca și în cazul sistemului cu două grade de libertate, se poate scrie un sistem de trei ecuații cu cîte trei termeni, analog cu sistemul (8) și care exprimă oscilațiile libere ale sistemului

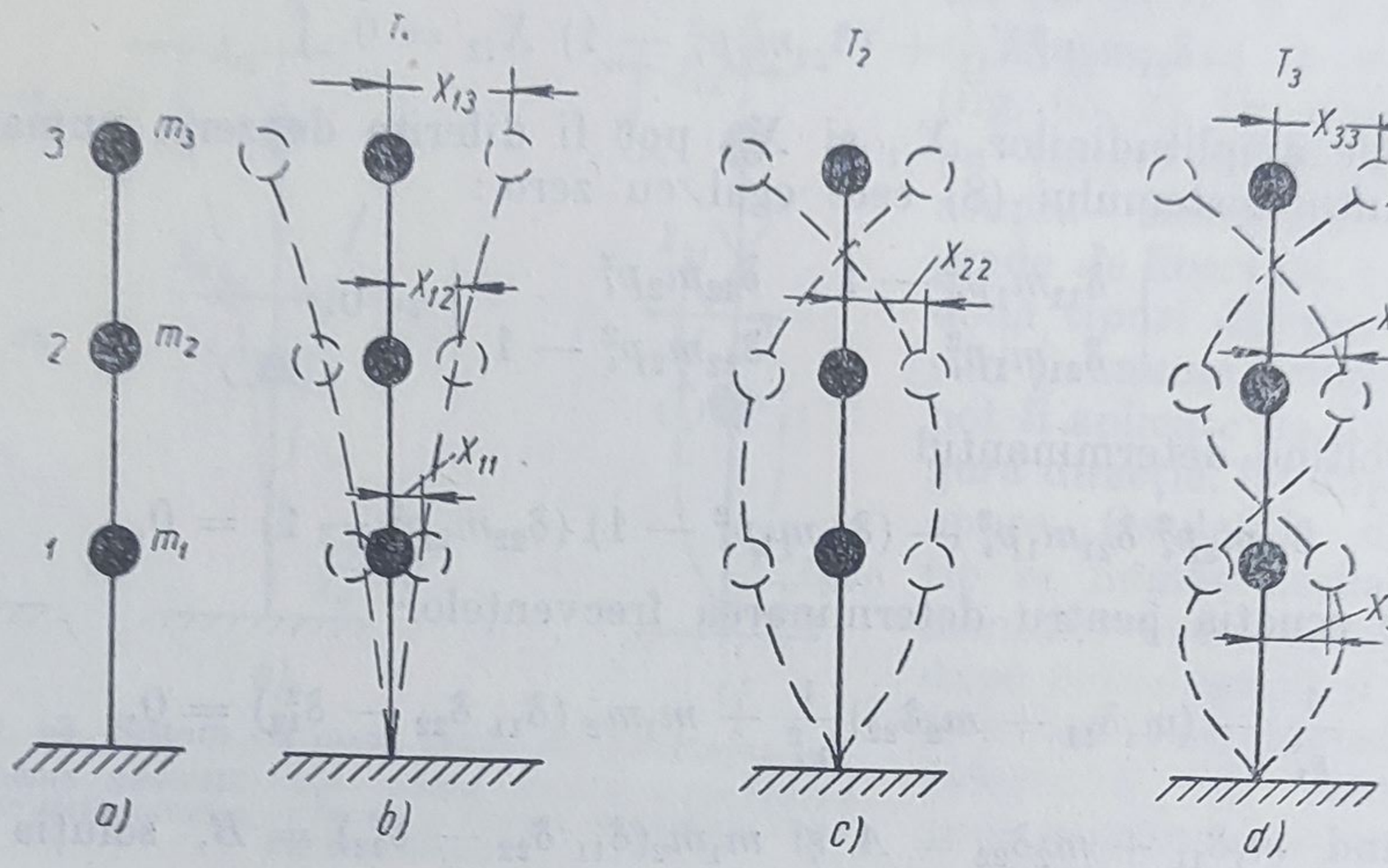


Fig. 64 Sistem cu trei grade de libertate:
a — schema generală; *b* — prima formă a oscilațiilor libere ale sistemului; *c* — forma a doua; *d* — forma a treia.

cu trei grade de libertate. Prin anularea determinantului în formă dezvoltată, al acestui sistem de ecuații, se obține ecuația pentru determinarea frecvențelor oscilațiilor libere:

$$\frac{1}{p_i^6} + A\,\frac{1}{p_i^4} + B\,\frac{1}{p_i^2} + D = 0^*), \qquad (14)$$

*) Deoarece coeficienții A, B și D au, în general, valori mici, pentru rezolvarea ecuației (14) se recomandă următorul procedeu practic: înmulțind toți termenii cu 10^{3n} și notînd $10^n/p_i^2 = k$, se obține ecuația de gradul trei:

$$k^3 + A \cdot 10^n k^2 + B \cdot 10^{2n} k + D \cdot 10^{3n} = 0,$$

în care ordinul de mărime al coeficienților este convenabil pentru efectuarea calculelor. Prima rădăcină a acestei ecuații, k_1 se poate afla prin încercări. Celelalte două rădăcini se află din sistemul de ecuații

$$\left.\begin{aligned} k_2\,k_3 &= -\,\frac{D \cdot 10^{3n}}{k_1}; \\ k_2 + k_3 &= -\,B \cdot 10^{2n} - k_1, \end{aligned}\right\}$$

unde k_1 este rădăcina aflată prin încercări. Rădăcinilor k_1 k_2 și k_3 le corespund trei valori ale frecvenței oscilațiilor libere

$$p_i = \sqrt{\frac{10^n}{k_i}}, \quad (i = 1,\ 2 \text{ și } 3).$$

unde

$$A = -(m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22} + m_3\delta_{33});$$

$$B = m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) + m_1m_3(\delta_{11}\delta_{33} - \delta_{13}^2) + m_2m_3(\delta_{22}\delta_{33} - \delta_{23}^2);$$

$$D = m_1m_2m_3(\delta_{11}\delta_{23}^2 + \delta_{22}\delta_{13}^2 + \delta_{33}\delta_{12}^2 - \delta_{11}\delta_{22}\delta_{33} - 2\delta_{12}\delta_{13}\delta_{23}).$$

Ecuaţia (14) are trei rădăcini reale şi pozitive p_1, p_2 şi p_3, care sînt frecvenţele oscilaţiilor libere ale sistemului. Perioadele oscilaţiilor, corespunzătoare acestor frecvenţe, se calculează cu formula (3).

Înlocuind frecvenţele p_1, p_2 sau p_3 în sistemul de ecuaţii (16), scris pentru sistemul cu trei grade de libertate, două dintre ele dau condiţia pentru determinarea formelor oscilaţiilor libere, corespunzătoare acestor frecvenţe:

$$\left.\begin{aligned}(\delta_{11}m_1p_i^2 - 1) + \delta_{12}m_2p_i^2\frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{13}m_3p_i^2\frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0;\\ \delta_{12}m_1p_i^2 + (\delta_{22}m_2p_i^2 - 1)\frac{X_{i2}}{X_{i1}} + \delta_{13}m_3p_i^2\frac{X_{i3}}{X_{i1}} = 0,\end{aligned}\right\} \quad (15)$$

unde X_{i1} poate fi luată egală cu unitatea. Valorile obţinute pentru X_{i2} şi X_{i3} pot fi verificate prin înlocuirea lor în ecuaţia a treia.

Sisteme cu mai multe grade de libertate (fig. 65). Oscilaţiile libere ale sistemului cu un număr oarecare finit de mase concentrate, se exprimă prin următorul sistem de ecuaţii canonice, care se scriu analog cu sistemul (8):

$$\left.\begin{aligned}(\delta_{11}m_1p_i^2 - 1)X_{i1} + \delta_{12}m_2p_i^2X_{i2} +\\ +\delta_{13}m_3p_i^2X_{13} + \ldots + \delta_{1n}m_np_i^2X_{in} = 0;\\ \delta_{21}m_1p_i^2X_{i1} + (\delta_{22}m_2p_i^2 - 1)X_{i2} +\\ +\delta_{23}m_3p_i^2X_{i3} + \ldots + \delta_{2n}m_np_i^2X_{in} = 0;\\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\\ \delta_{n1}m_1p_i^2X_{i1} + \delta_{n2}m_2p_i^2X_{i2} +\\ +\delta_{n3}m_3p_i^2X_{i3} + \ldots + (\delta_{nn}m_np_i^2 - 1)X_{in} = 0.\end{aligned}\right\} \quad (16)$$

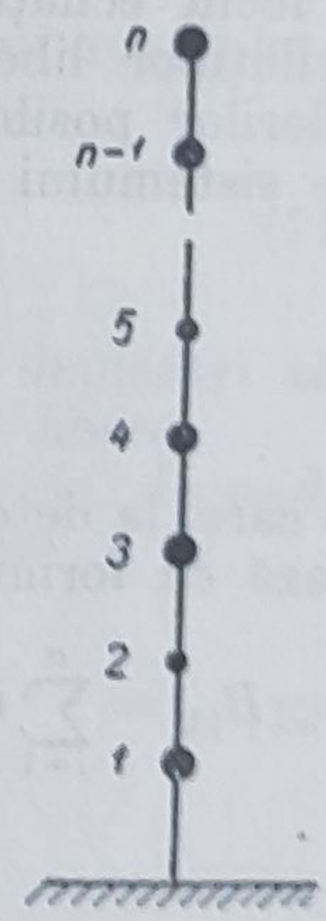


Fig. 65. Sistem cu mai multe grade de libertate.

Rezolvarea sistemelor care au mai mult de trei ecuaţii este foarte laborioasă. Astfel, de exemplu, chiar la sistemul cu patru grade de libertate ecuaţia frecvenţelor devine

$$\frac{1}{p_i^8} + A\frac{1}{p_i^6} + B\frac{1}{p_i^4} + D\frac{1}{p_i^2} + E = 0,$$

unde

$$A = -(m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22} + m_3\delta_{33} + m_4\delta_{44});$$

$$B = m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) + m_1m_3(\delta_{11}\delta_{33} - \delta_{13}^2) + m_1m_4(\delta_{11}\delta_{44} - \delta_{14}^2) + m_2m_3(\delta_{22}\delta_{33} - \delta_{23}^2) + m_2m_4(\delta_{22}\delta_{44} - \delta_{24}^2) + m_3m_4(\delta_{33}\delta_{44} - \delta_{34}^2);$$

$$D = m_1m_2m_3(\delta_{11}\delta_{23}^2 + \delta_{22}\delta_{13}^2 + \delta_{33}\delta_{12}^2 - \delta_{11}\delta_{22}\delta_{33} - 2\delta_{12}\delta_{13}\delta_{23}) + m_1m_2m_4(\delta_{11}\delta_{24}^2 + \delta_{22}\delta_{14}^2 + \delta_{44}\delta_{12}^2 - \delta_{11}\delta_{22}\delta_{44} - 2\delta_{12}\delta_{14}\delta_{24}) + m_1m_3m_4(\delta_{11}\delta_{34}^2 + \delta_{33}\delta_{14}^2 + \delta_{44}\delta_{13}^2 - \delta_{11}\delta_{33}\delta_{44} - 2\delta_{13}\delta_{14}\delta_{34}) + m_2m_3m_4(\delta_{22}\delta_{34}^2 + \delta_{33}\delta_{24}^2 + \delta_{44}\delta_{23}^2 - \delta_{22}\delta_{33}\delta_{44} - 2\delta_{23}\delta_{24}\delta_{34});$$

$$E = m_1m_2m_3m_4(\delta_{11}\delta_{22}\delta_{33}\delta_{44} + 2\delta_{11}\delta_{32}\delta_{43}\delta_{24} + 2\delta_{22}\delta_{13}\delta_{34}\delta_{41} + 2\delta_{33}\delta_{14}\delta_{21}\delta_{42} + 2\delta_{44}\delta_{31}\delta_{12}\delta_{23} + \delta_{12}^2\delta_{34}^2 + \delta_{13}^2\delta_{42}^2 + \delta_{23}^2\delta_{41}^2 - \delta_{11}\delta_{22}\delta_{34}^2 - \delta_{11}\delta_{33}\delta_{42}^2 - \delta_{11}\delta_{44}\delta_{32}^2 - \delta_{22}\delta_{33}\delta_{14}^2 - \delta_{33}\delta_{44}\delta_{12}^2 - \delta_{24}\delta_{32}\delta_{13}^2 - 2\delta_{31}\delta_{42}\delta_{23}\delta_{14} - 2\delta_{41}\delta_{12}\delta_{23}\delta_{34} - 2\delta_{31}\delta_{12}\delta_{43}\delta_{24}).$$

Totodată, pentru determinarea formelor oscilațiilor libere este necesară rezolvarea unui sistem de trei ecuații. De aceea, în scopul simplificării calculelor practice, perioadele și formele oscilațiilor libere ale sistemelor, care au mai mult de trei grade de libertate, se determină, în general, prin metode aproximative.

Metoda funcțiilor spectrale. La calculul frecvențelor prin această metodă, în locul ecuațiilor ale căror rădăcini sînt valorile exacte ale frecvențelor oscilațiilor libere, se scriu expresiile limitelor superioare și inferioare ale valorilor posibile ale frecvențelor, Pătratele frecvențelor oscilațiilor libere ale sistemului se înscriu în limitele exprimate prin inegalitatea

$$\frac{1}{\sqrt{B_{i2}}} < p_i^2 < \frac{2}{B_{i1}\left(1 + \sqrt{2\frac{B_{i2}}{B_{i1}^2} - 1}\right)}, \qquad (17)$$

în care, la determinarea frecvenței fundamentale ($i = 1$), B_{i1} și B_{i2} se calculează cu formulele

$$B_{11} = \sum_{j=1}^{n} m_j\delta_{jj} \text{ și } B_{12} = \sum_{j=1}^{n} m_j^2\delta_{jj}^2 + 2\left(m_1\delta_{1n}^2\sum_{j=2}^{n} m_j + m_2\delta_{2n}^2\sum_{j=3}^{n} m_j + \ldots + m_{n-1}\delta_{n-1,n}^2 m_n\right),$$

iar pentru determinarea frecvenței corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor libere ($i = 2$), B_{i1} și B_{i2} se calculează cu formulele

$$B_{21} = B_{11} - \frac{1}{p_1^2} \text{ și } B_{22} = B_{12} - \frac{1}{p_1^4}.$$

Formele oscilațiilor libere se determină prin rezolvarea sistemului de ecuații canonice (16) după înlocuirea în ele a valorii frecvenței. Pentru aflarea rapoartelor X_{i1}/X_{i1}, X_{i2}/X_{i1}, ... X_{in}/X_{i1} care caracterizează forma oscilațiilor, este deajuns să se rezolve sistemul format din $n - 1$ ecuații.

Valoarea de calcul a frecvenței p_i se ia egală cu media valorilor obținute din inegalitatea (17), ceea ce introduce astfel o anumită eroare; la determinarea frecvenței și formei oscilațiilor fundamentale, această eroare, de obicei, este neglijabilă, însă ea crește sensibil în cazul formelor superioare ale oscilațiilor.

Metoda energetică se bazează pe următoarea particularitate a sistemelor elastice: suma energiei potențiale $W_p(t)$ și a energiei cinetice $W_c(t)$ a sistemului, pe timpul oscilațiilor sale libere, rămîne constantă $W_p(t) + W_c(t) = \text{const}$. În timp, energia cinetică și potențială se anulează alternativ (prima în momentul deplasării maxime față de poziția de echilibru, iar a doua în momentul în care sistemul trece prin această poziție); în consecință, valorile lor maxime, corespunzătoare fiecărei frecvențe, sînt egale între ele.

$$W_{p,i} = W_{c,i}. \tag{18}$$

Energia cinetică a sistemului se exprimă prin formula

$$W_{c,i} = \sum_j \frac{m_j v^2_{ij}}{2} = p_i^2 \sum_j \frac{m_j X^2_{ij}}{2} = p_i^2 V_i, \tag{19}$$

în care

$$V_i = \frac{1}{2} \sum_j m_j X^2_{ij}. \tag{20}$$

Energia potențială poate fi exprimată sub forma lucrului mecanic al forțelor exterioare:

$$W_{pi} = \frac{1}{2} \sum_j P_{ij} X_{ij}, \tag{21}$$

unde P_{ij} este totalitatea forțelor aplicate static, care produc deplasări ale sistemului corespunzătoare amplitudinilor X_{ij} ale oscilațiilor libere.

Conform relației (18) expresiile (19) și (21) sînt egale între ele, de unde rezultă formula pentru determinarea frecvenței oscilațiilor libere

$$p_i^2 = \frac{\sum_j P_{ij} X_{ij}}{\sum_j m_j X^2_{ij}}, \tag{22}$$

precum și formula pentru determinarea perioadei

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{V_i}{W_{pi}}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j m_j X^2_{ij}}{\sum_j P_{ij} X_{ij}}}. \tag{23}$$

Pentru aplicarea formulelor (22) și (23) este necesar să se cunoască amplitudinile X_{ij}, corespunzătoare formei care se determină precum și forțelor P_{ij}. În majoritatea cazurilor însă, nici amplitudinile și nici forțele P_{ij} nu se cunosc cu precizie și de aceea, în calculele practice, ele se determină cu aproximație. Pentru aflarea lor se poate proceda în modul următor:

forma inițială a deformației sistemului y_{ij}*) se poate lua similară cu forma i a oscilațiilor libere, determinînd forțele P_{ij} cu formula

$$P_{ij} = y_{ij}Q_j, \tag{24}$$

apoi se calculează deplasările fiecărui punct al sistemului, produse de aceste forțe, admițînd că deplasările calculate sînt amplitudinile oscilațiilor libere

$$X_{ik} = \sum_{j=1}^{n} \delta_{kj} P_{ij}. \tag{25}$$

Astfel, de exemplu, pentru oscilațiile fundamentale, valorile deplasărilor X_{1k} pot fi calculate ca produse de forțe egale cu greutatea maselor sistemului aplicate în punctele j, pe direcția oscilațiilor considerate, $P_{1j} = Q_j$:

$$X_{1k} = \sum_{j=1}^{n} \delta_{kj} Q_j. \tag{25'}$$

Plecînd de la forma oscilațiilor fundamentale, X_{1j}, obținută printr-un procedeu oarecare, forma a doua a oscilațiilor libere X_{2j} se poate calcula cu formula

$$X_{2j} = y_{2j} - X_{1j} \frac{\sum_{j=1}^{n} Q_j y_{2j} X_{1j}}{\sum_{j=1}^{n} Q_j X_{ij}^2}, \tag{25''}$$

în care y_{2j} reprezintă amplitudinile aproximative ale oscilațiilor după forma a doua, determinate conform recomandărilor din trimiterea de la pagina precedentă.

Dacă amplitudinile oscilațiilor libere sînt cunoscute (de exemplu, calculate cu formulele (25'), (25'') sau printr-un alt procedeu) perioadele respective se exprimă prin formula aproximativă:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_i Q_j X_{ij}^2}{g \sum_j Q_j X_{ij}}}. \tag{23'}$$

Metoda aproximațiilor succesive. Dacă forțele exterioare P_{ij} care acționează asupra sistemului pe timpul oscilațiilor sale libere, sînt numai forțele de inerție, a căror valoare maximă dintr-un punct oarecare k este $p_i^2 m_k X_{ik}$,

---

*) La calculul construcțiilor, a căror rigiditate depinde în primul rînd de rotirea fundației, ca formă inițială se poate lua o dreaptă ($y_j = h_j/H$). La calculul construcțiilor la care forma deformației este analogă cu aceea a grinzii care lucrează la încovoiere (fig. 66), formele inițiale ale oscilațiilor se pot lua din tabela 25 ($y_{ij} = X_{ij}^T$). În cazul construcțiilor care se deformează analog cu o consolă care lucrează la lunecare (fig. 68, clădiri cu pereți portanți, clădiri pe schelet cu mai multe niveluri, schelete cu noduri rigide etc.), formele inițiale ale oscilațiilor y_{ij} pot fi calculate cu formula (35).

Trebuie să se aibă în vedere însă, că formele inițiale ale oscilațiilor corespunzătoare frecvențelor superioare determinate astfel pot să difere mult de cele reale, conducînd la erori considerabile în cazul calculului după formulele (23) și (25).

aceste forțe trebuie să fie proporționale cu produsul dintre mase și amplitudinile corespunzătoare lor $m_k X_{ik}$.

Utilizînd această particularitate a oscilațiilor libere și plecînd de la o formă oarecare a deformației *) y_{ij}, se pot calcula formele reale ale oscilațiilor sistemului $X_{ij}/X_{ik} = y_{ij}^{(N)}/y_{ik}^{(N)}$ și frecvențele respective p_i. Admițînd inițial că încărcarea este $m_j y_{ji}$, se determină deplasările produse de această încărcare în orice punct al sistemului:

$$y_{ik}^{(1)} = \sum_{j=1}^{n} \delta_{kj} m_j y_{ij}. \tag{26}$$

Se admite apoi că deplasările obținute astfel $y_{ik}^{(1)}$ reprezintă forma deformației și se determină o nouă formă $y_k^{(2)}$ produsă de încărcarea $m_j y_{ij}^{(1)}$; ordonatele corespunzătoare acestei forme, înmulțite cu masele respective, dau încărcarea $m_j y_{ij}^{(2)}$ necesară pentru calculul deplasărilor $y_{ik}^{(3)}$ din faza următoare a aproximațiilor succesive etc. În modul acesta, cu fiecare aproximație succesivă, crește gradul de apropiere dintre forma $y_{ij}^{(N)}$ și diagrama încărcării $m_i y_{ij}^{(N)}$. La limită, cînd $N \to \infty$, rapoartele dintre deplasările fiecărei perechi de puncte tind către niște valori constante $y_{ij}^{(N-1)}/y_{iK}^{(N-1)} \to y_{iK}^{(N)}/y_{iK}^{(N)}$, care caracterizează forma oscilațiilor libere.

Totodată, tinde către o valoare constantă și raportul dintre deplasările calculate în aproximația precedentă și cea următoare, pentru un același punct. Această constantă este pătratul frecvenței $y_{ik}^{(N-1)}/y_{ik}^{(N)} \to p_i^2$. Aceasta se explică prin faptul că amplitudinea oscilațiilor libere ale unui punct oarecare se exprimă, analog cu (7) prin formula

$$X_{ij} = p_i^2 \sum_{j=1}^{n} \delta_{kj} m_j X_{ij}; \tag{27}$$

și admițînd că $y_{ik}^{(N=1)} \approx X_{ik}$, deplasările $y_{ik}^{(N-1)}$ corespunzătoare aproximației $(N-1)$ se pot exprima prin formula (27). Totodată, exprimînd încărcarea prin $m_g y_{ij}^{(N-1)}$, deplasările corespunzătoare aproximației N se calculează cu formula (26), de unde, împărțind prima expresie la a doua, rezultă

$$p_i^2 \approx \frac{y_{ik}^{(N-1)}}{y_{ik}^{(N)}}. \tag{28}$$

Pătratul frecvenței este cuprins între limitele

$$\frac{y_{ik}^{(N-1)}}{y_{ik}^{(N)}} < p_i^2 < \frac{\sum_{j=1}^{n} y_{ij}^{(N-1)}}{\sum_{j=1}^{n} y_{ij}^{(N)}}, \tag{28'}$$

*) Această formă a deformației nu este luată chiar arbitrar, întrucît forma inițială y_{ij} trebuie să corespundă formei considerate, i, a oscilațiilor libere, adică trebuie să aibă un anumit număr de puncte nodale.

care sînt cu atît mai apropiate între ele, cu cît este mai mare numărul aproximațiilor succesive.

În general, prima frecvență a oscilațiilor libere se determină deajuns de exact după a doua sau a treia aproximație. Adeseori, în cazul unei alegeri corespunzătoare a formei inițiale a deformației y_{1j} (v. trimiterea de la p. 136), se obțin rezultate satisfăcătoare chiar de la prima aproximație.

Determinarea formei a doua și a treia a oscilațiilor este mai complicată. Rezolvarea acestei probleme se bazează pe faptul că formele oscilațiilor libere sînt ortogonale; lucrul mecanic al forțelor corespunzătoare unei forme, efectuat cu deplasările unei alte forme, este egal cu zero. În formă analitică, această proprietate se exprimă astfel:

$$\sum_{j=1}^{n} m_j X_{ij} X_{ej} = 0. \tag{29}$$

Admițînd că prima formă a oscilațiilor X_{1j} este cunoscută și notînd forma inițială a doua prin y_{2j}, se poate considera că forma a doua a oscilațiilor $y_{2j}^{(1)}$ rezultă din suprapunerea formei inițiale y_{2j} și a formei întîi X_{1j}, luată cu un coeficient de proporționalitate ψ

$$y_{2j}^{(1)} = y_{2j} - \psi_1 X_{1j}. \tag{30}$$

Conform relației (29) rezultă

$$\sum_{j=1}^{n} m_j X_{1j} (y_{2j} - \psi_1 X_{1j}) = 0,$$

de unde coeficientul de proporționalitate are expresia

$$\psi_1 = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_j y_{2j} X_{1j}}{\sum_{j=1}^{n} m_j X_{1j}^2}. \tag{31}$$

Cu ajutorul formulei (30) se determină forma din prima aproximație $y_{2j}^{(1)}$. Analog, se determină forma din aproximația a doua etc.

Din cele de mai înainte rezultă că determinarea formei a treia sau a unei alte forme a oscilațiilor prin metoda aproximațiilor succesive necesită calcule laborioase și exacte și în consecință, se aplică rareori în practică.

Sisteme cu masa uniform distribuită. Construcțiile reale, au masa distribuită și adeseori ele pot fi tratate ca sisteme cu masa uniform distribuită. Aceste sisteme sînt alcătuite dintr-un număr infinit de puncte materiale legate între ele prin forțe elastice și au un număr infinit de forme ale oscilațiilor libere. Fără a stărui asupra relațiilor diferențiale între deformații și încărcare, ele fiind aceleași ca la sistemele cu mase concentrate (forțele de inerție dintr-un punct oarecare sînt proporționale cu amplitudinea oscilațiilor acelui punct), în continuare se dau formulele pentru determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere pentru unele sisteme care se întîlnesc mai frecvent în practica construcțiilor.

În fig. 66, *a* se arată un sistem supus la încovoiere, cu masa *m* uniform distribuită ; sistemul este încastrat rigid la bază și rigiditatea sa este constantă, $EI = \text{const}$. Perioadele oscilațiilor libere ale unui astfel de sistem se calculează cu formula

$$T_i = \frac{2\pi H^2}{\alpha_i^2}\sqrt{\frac{m}{EI}}, \qquad (32)$$

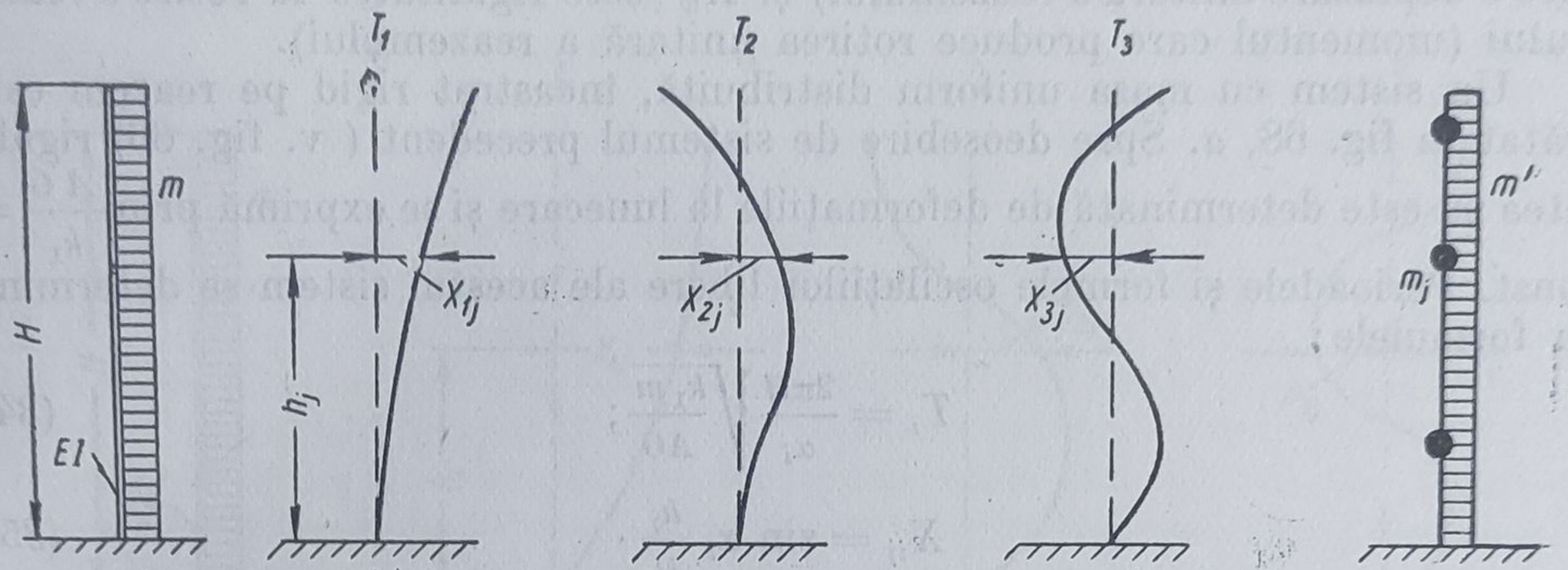


Fig. 66. Sistem cu masa uniform distribuită, supus la încovoiere.

în care valorile coeficientului de frecvență α_i, pentru primele trei forme ale oscilațiilor, sînt, respectiv $\alpha_1 = 1{,}875$; $\alpha_2 = 4{,}694$; $\alpha_3 = 7{,}86$. Ordonatele primelor trei forme ale oscilațiilor libere se dau în tabela 25.

Tabela 25

h_j/H	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
X_{1j}^T	0	0,017	0,064	0,136	0,23	0,34	0,462	0,588	0,725	0,863	1
X_{2j}^T	0	0,093	0,301	0,526	0,685	0,715	0,589	0,317	0,007	−0,523	1
X_{3j}^T	0	0,224	0,605	0,957	0,526	0,020	−0,474	−0,658	−0,395	0,228	1

Dacă, pe lîngă masa uniform distribuită m', sistemul mai are mase concentrate m_j în diferite puncte (fig. 66, *e*), pentru determinarea aproximativă a perioadelor oscilațiilor sale libere, se poate utiliza formula (32), însă în acest caz întreaga masă a sistemului trebuie exprimată printr-o masă uniform distribuită. Aceasta din urmă se calculează cu formula

$$m = m' + \frac{\mu}{H}\sum_j m_j X_{ij}^2, \qquad (33)$$

unde coeficientul μ este egal cu 4, iar X_{ij} se determină cu ajutorul tabelei 25, în funcție de forma oscilațiilor ei și distribuția maselor m_j.

Atunci cînd reazemul sistemului cu masa uniform distribuită poate suferi deformații importante, comparabile cu cele ale sistemului, coeficientul α_i din formula (32) poate fi determinat pe baza diagramelor din fig. 67, *b* și *c*. În aceste diagrame, valoarea coeficientului α_i este dată în funcție de $\frac{K_x H^3}{EI}$ și $\frac{K_\varphi H}{EI}$, unde K_x este rigiditatea la lunecare a reazemului (forța care produce o deplasare unitară a reazemului) și K_φ este rigiditatea la rotire a reazemului (momentul care produce rotirea unitară a reazemului).

Un sistem cu masa uniform distribuită, încastrat rigid pe reazem este arătat în fig. 68, *a*. Spre deosebire de sistemul precedent (v. fig. 66) rigiditatea sa este determinată de deformațiile la lunecare și se exprimă prin $\frac{AG}{k_1} = \text{const}$. Perioadele și formele oscilațiilor libere ale acestui sistem se determină cu formulele;

$$T_i = \frac{2\pi H}{\alpha_i}\sqrt{\frac{k_1 m}{AG}}; \tag{34}$$

$$X_{ij} = \sin \alpha_i \frac{h_j}{H}, \tag{35}$$

în care valorile coeficienților α_i pentru primele trei forme ale oscilațiilor sînt respectiv : $\alpha_1 = \pi/2$, $\alpha_2 = 3\,\pi/2$, $\alpha_3 = 5\pi/2$.

Dacă pe lîngă masa uniform distribuită m', sistemul mai are mase m_j concentrate în diferite puncte, pentru a utiliza formula (34) este necesar să se calculeze masa echivalentă uniform distribuită m. Valoarea acestei mase

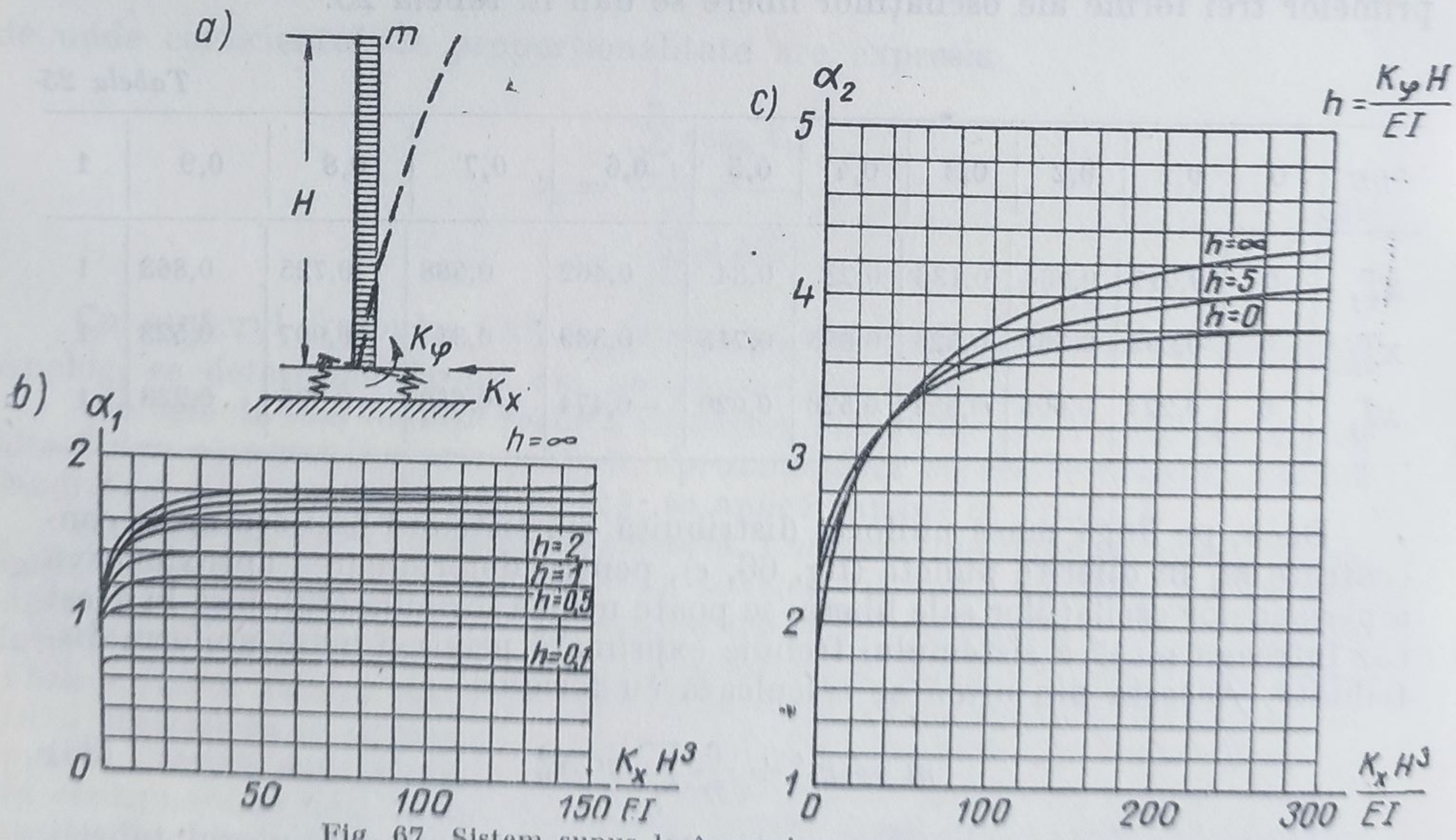


Fig. 67. Sistem supus la încovoiere, pe reazem elastic :
a — schema sistemului; *b* — diagrama coeficientului de frecvență α_1 pentru prima formă a oscilațiilor; *c* — diagrama coeficientului de frecvență α_2 pentru forma a doua a oscilațiilor.

m poate fi calculată cu formula (33), însă în acest caz, pentru toate formele oscilațiilor $\mu = 2$, iar valorile amplitudinilor X_{ij} se calculează cu formula (35).

Atunci cînd reazemul sistemului poate căpăta deformații importante, coeficientul α_i din formula (34) se determină cu ajutorul diagramelor din fig. 69, în funcție de

$$\frac{K_x H k_1}{AG} \quad \text{și} \quad \frac{K_\varphi k_1}{HAG}.$$

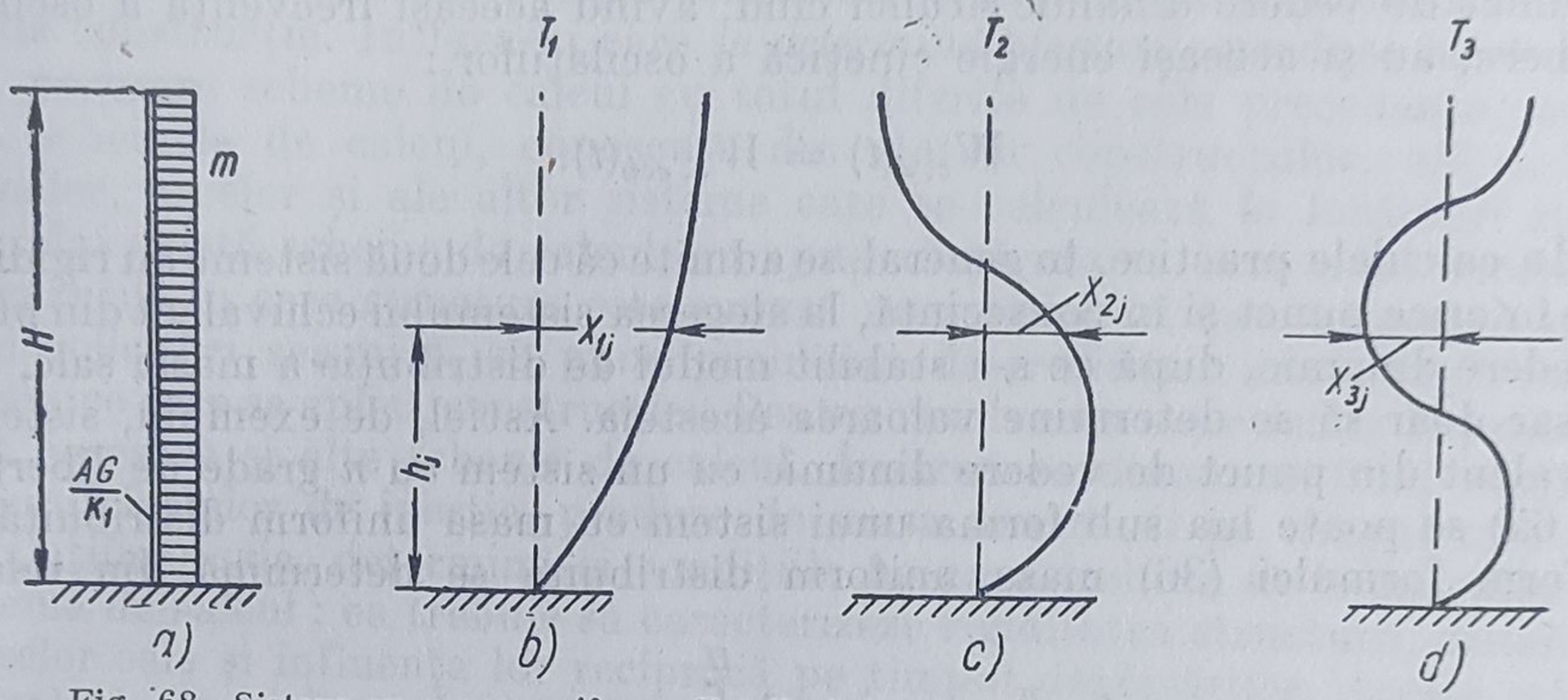


Fig. 68. Sistem cu masa uniform distribuită; sistemul lucrează la lunecare.

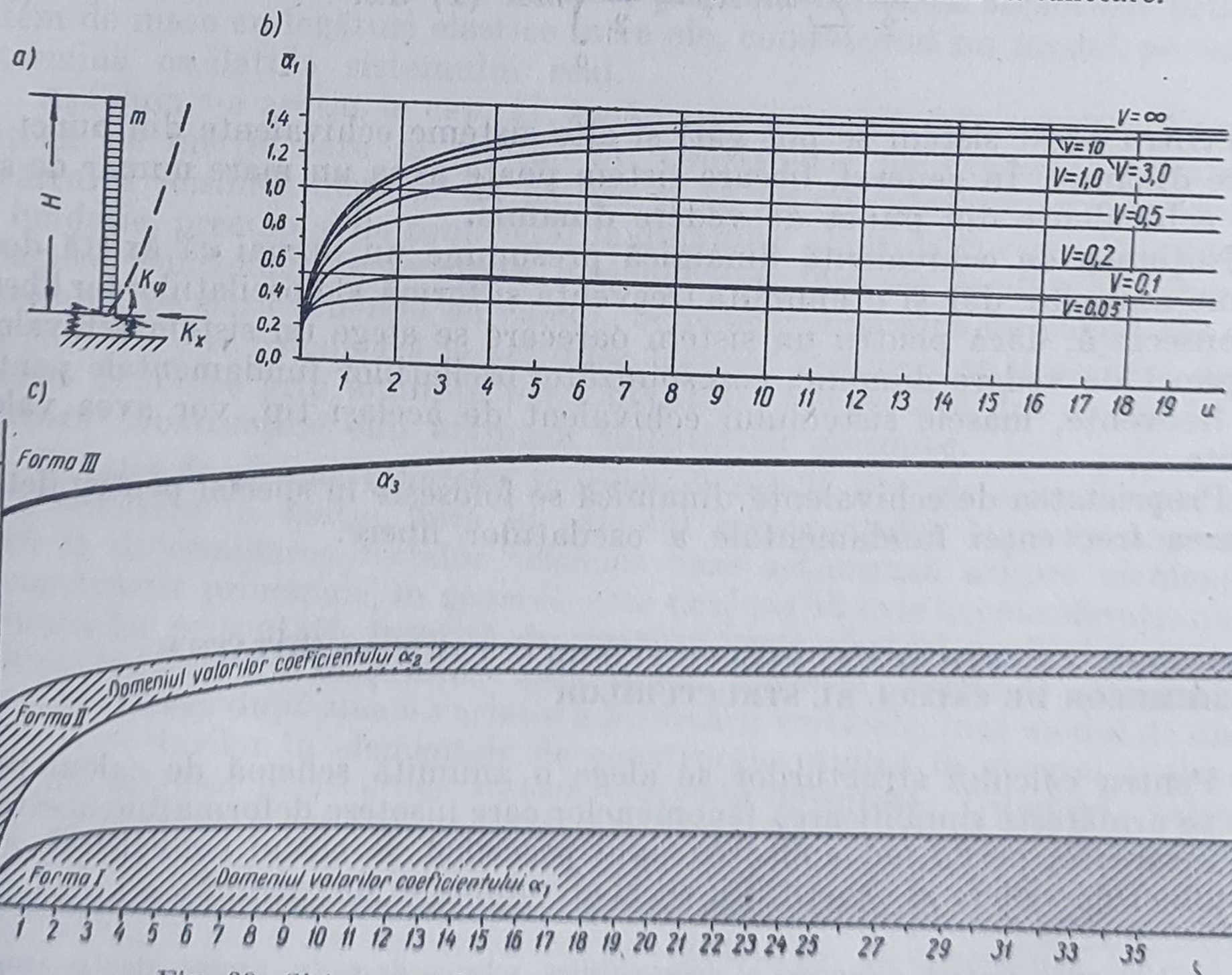


Fig. 69. Sistem care lucrează la lunecare avînd reazem elastic:
a — schema sistemului; *b* — diagrama coeficientului α_1 pentru prima formă a oscilațiilor; *c* — schema valorilor coeficienților α pentru primele trei forme ale oscilațiilor.

Sisteme echivalente din punct de vedere dinamic. La determinarea perioadelor oscilațiilor libere ale sistemelor complicate, adeseori este avantajoasă înlocuirea acestora prin alte sisteme mai clare și mai simple, cu ajutorul cărora se află perioadele oscilațiilor libere ale sistemului considerat. Sistemul adoptat pentru calcul se alege astfel ca perioada oscilațiilor sale libere să fie egală cu aceea a sistemului dat ($T_d = T_{ech}$). La alegerea sistemului de calcul se folosește proprietatea de echivalență dinamică. Două sisteme sînt echivalente din punct de vedere dinamic atunci cînd, avînd aceeași frecvență a oscilațiilor libere, au și aceeași energie cinetică a oscilațiilor :

$$W_{c,\,d}(t) = W_{c,\,ech}(t). \tag{36}$$

În calculele practice, în general, se admite că cele două sisteme au rigidități egale în orice punct și în consecință, la alegerea sistemului echivalent din punct de vedere dinamic, după ce s-a stabilit modul de distribuție a masei sale, este necesar doar să se determine valoarea acesteia. Astfel, de exemplu, sistemul echivalent din punct de vedere dinamic cu un sistem cu n grade de libertate (fig. 65) se poate lua sub forma unui sistem cu masa uniform distribuită m. Conform formulei (36) masa uniform distribuită se determină din relația

$$\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{n} m_j X_j^2 = \frac{1}{2}\int_0^H m X^2(x)\ \mathrm{d}x. \tag{36'}$$

Pentru acest sistem se pot găsi și alte sisteme echivalente din punct de vedere dinamic. În general, fiecare sistem poate avea un mare număr de sisteme echivalente din punct de vedere dinamic.

Noțiunea de echivalență dinamică presupune nu numai că există două sisteme anumite, dar și o anumită frecvență și formă ale oscilațiilor lor libere. În consecință, dacă pentru un sistem oarecare se alege un sistem echivalent din punct de vedere dinamic, corespunzător oscilațiilor fundamentale pentru alte frecvențe, masele sistemului echivalent de același tip, vor avea valori diferite.

Proprietatea de echivalență dinamică se folosește în special pentru determinarea frecvenței fundamentale a oscilațiilor libere.

2. CALCULUL LA ACȚIUNEA FORȚELOR SEISMICE. PARTICULARITĂȚILE SCHEMELOR DE CALCUL AL STRUCTURILOR

Pentru calculul structurilor se alege o anumită schemă de calcul prin care se urmărește simplificarea fenomenelor care însoțesc deformațiile acestora sub încărcare, permițînd aplicarea unui procedeu de calcul convenabil, atît din punct de vedere al exactității, cît și al volumului de calcul *).

*) Eliminînd factorii secundari ai deformațiilor, schema de calcul atrage atenția asupra factorilor principali, impune o determinare cît mai exactă a acestora, ceea ce contribuie la îmbunătățirea exactității calculului și ușurează interpretarea rezultatelor.

Acest procedeu de schematizare a structurilor, se aplică frecvent în calculele practice. În raport cu obiectivul urmărit prin calcul, se disting mai multe tipuri de scheme de calcul. Astfel, admițînd anumite ipoteze cu privire la distribuția eforturilor unitare în secțiunea transversală a elementului de construcție (elemente de beton armat supuse la încovoiere, elemente care lucrează la lunecare etc.), se introduce schema de calcul a modului în care lucrează materialul sub acțiunea unei anumite solicitări și pe baza acestei scheme se obțin formule pentru *determinarea capacității portante* a elementelor de construcție. În faza în care se *determină eforturile* produse în elemente, sînt necesare scheme de calcul cu totul diferite de cele precedente; acestea sînt schemele de calcul, cunoscute din statica construcțiilor, ale cadrelor, fermelor, arcelor și ale altor sisteme care se calculează la încărcări statice.

Mai există scheme de calcul, cu ajutorul cărora se *determină încărcările.* În cazurile în care structura este supusă unei solicitări dinamice și în special unei solicitări seismice, se pune problema determinării intensității forțelor dinamice care se aplică construcției. Pentru rezolvarea unor astfel de probleme, sînt necesare și alte scheme de calcul. Încărcarea dinamică fiind rezultatul acțiunii forțelor de inerție, produse de masa structurii pe timpul mișcărilor (oscilațiilor) sale, determină și condițiile pe care trebuie să le îndeplinească schema de calcul : ea trebuie să caracterizeze rigiditatea structurii, distribuția maselor sale și influența lor reciprocă pe timpul deplasărilor. Aceste scheme de calcul, denumite scheme dinamice, permit înlocuirea structurii printr-un sistem de mase cu legături elastice între ele, constituind un model pe care se determină oscilațiile sistemului real.

Așa cum s-a arătat la cap. II, încărcarea seismică este rezultatul acțiunii forțelor de inerție care se produc în construcție pe timpul cutremurului. Încărcarea seismică depinde de natura și de intensitatea oscilațiilor terenului de fundație, precum și de proprietățile dinamice ale construcției. Proprietățile dinamice principale, de exemplu perioadele și formele oscilațiilor libere, se determină pe baza schemei de calcul. Schemele dinamice de calcul ale construcțiilor care se calculează la acțiunea forțelor seismice, se deosebesc de alte scheme dinamice prin anumite particularități care rezultă din modul în care lucrează construcțiile sub acțiunea solicitărilor seismice.

Direcția de acțiune a forțelor seismice de calcul. Forțele seismice pot avea orice orientare în spațiu, însă în calculul construcțiilor luate în ansamblu, adică la determinarea forțelor seismice care acționează asupra elementelor de construcție principale, în general, este deajuns să se ia în considerație numai acțiunea lor orizontală, însoțită de apariția unor eforturi neglijabile în cazul acțiunii încărcărilor obișnuite. Solicitarea seismică verticală asupra construcției, atrage după sine o variație a încărcării verticale, însă modul de distribuție a eforturilor în elementele de construcție rămîne în general același ca în cazul acțiunii încărcărilor statice verticale obișnuite. Totodată, valoarea maximă posibilă a creșterii încărcării verticale în cazul solicitărilor seismice, conform cu normele în vigoare (SN 8-57) este de circa 30%, însă datorită acțiunii de scurtă durată a forțelor seismice, crește cu 20 pînă la 40% și capacitatea portantă de calcul a materialelor de construcție. În consecință, în majoritatea cazurilor, forțele seismice verticale pot fi preluate de elementele de construcție, calculate la încărcări statice verticale obișnuite, fără să necesite

o conformare specială. Calculul la acțiunea verticală a forțelor seismice se face foarte rar, fiind necesar în special la proiectarea acoperișurilor cu deschideri foarte mari (cale de lansare, hangare etc.) și a construcțiilor în consolă. Principiile fundamentale de calcul, expuse în lucrarea de față, rămîn valabile și în cazurile amintite.

Astfel, deoarece în mod obișnuit se consideră că forțele seismice de calcul acționează în *plan orizontal*, se iau în considerație numai oscilațiile construcțiilor după această direcție, iar în schemele de calcul se ține seama numai de factorii care au influență asupra deformațiilor orizontale ale construcțiilor (fig. 70).

Forțele seismice pot fi dirijate în plan sub un unghi oarecare față de construcție. Întrucît rigiditățile construcției după diferite direcții și caracteristicile dinamice corespunzătoare acestor direcții pot fi diferite, rezultă că și forțele seismice variază în raport cu orientarea lor față de construcție. În consecință, încărcarea seismică a construcției după o direcție oarecare, se determină după o schemă de calcul dinamică corespunzătoare direcției de acțiune a forțelor. În mod obișnuit, construcțiile se calculează după două *direcții perpendiculare* în plan (fig. 71), corespunzătoare axelor de rigiditate maximă și minimă ale construcției pe baza schemelor de calcul respective. În cazul general, cînd solicitarea seismică nu este dirijată normal pe construcție, forțele seismice după cele două direcții acționează simultan, însă, conform normelor în vigoare (SN 8-57), pentru simplificarea calculului se admite că încărcările seismice după direcții perpendiculare între ele, se aplică independent și nesimultan.

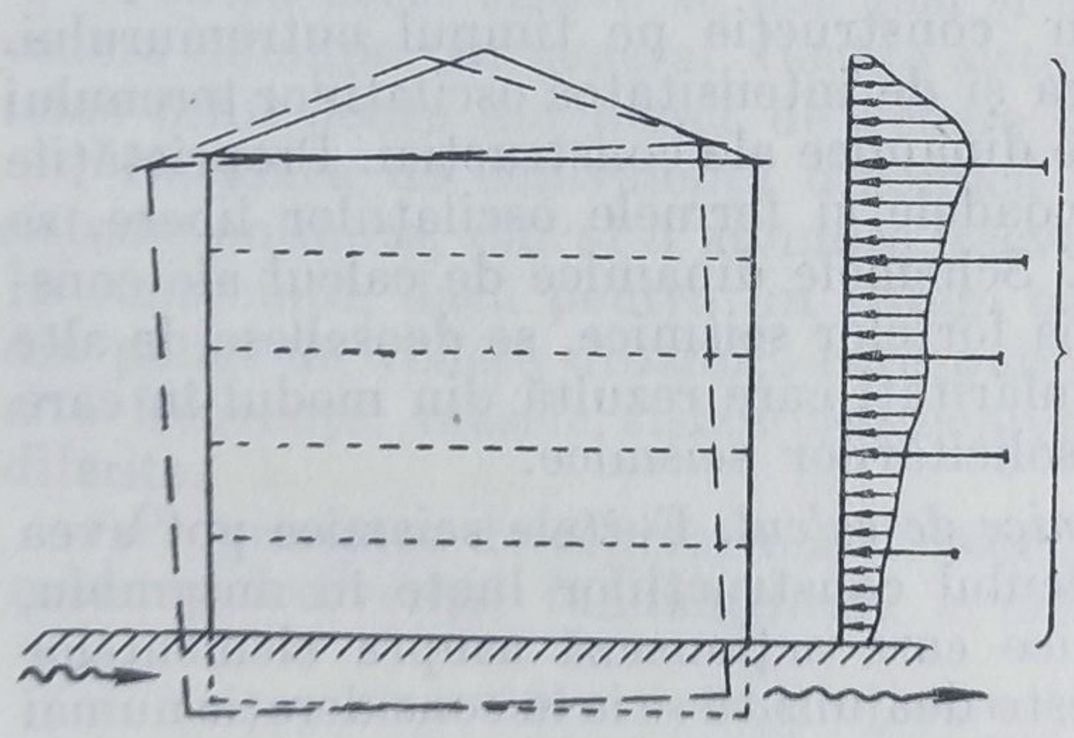


Fig. 70. Schema acțiunii seismice de calcul asupra structurii.

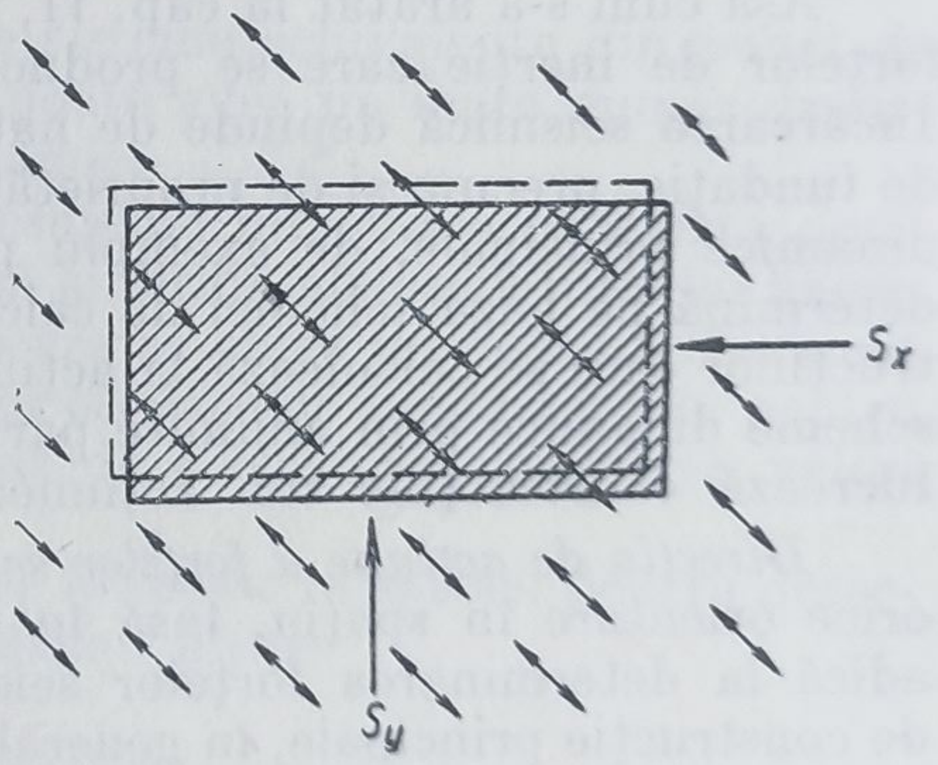


Fig. 71. Schema acțiunii seismice asupra structurii, în plan.

Pe timpul deplasării terenului de fundație se produc oscilațiile *întregii construcții, în ansamblu*. Aceste oscilații sînt rezultatul influenței reciproce a rigidităților tuturor elementelor de construcție și a întregii mase a acesteia și schema de calcul trebuie să reflecte acest lucru. Evident, tronsoanele identice sub raportul rigidităților și încărcărilor lor din care construcțiile sînt alcătuite în plan, pot fi calculate separat, întrucît în acest caz, caracteristicile dinamice ale unui tronson sînt identice cu cele ale construcției în ansamblu.

Se întîlnesc construcții industriale, la care diferite elemente, datorită diferențelor dintre încărcări sau rigidități, au caracteristici dinamice diferite, iar construcția alcătuită din aceste elemente nu este deajuns de rigidă și rezistentă (de exemplu fîșiile de margine și mediane ale halelor neetajate cu luminătoare, la calculul lor pe direcția luminătoarelor; clădirile etajate ale căror planșee sînt slăbite prin golurile prevăzute pentru nevoi tehnologice etc.). Este puțin probabil ca pe timpul oscilațiilor puternice provocate de cutremur, aceste elemente (porțiuni) de construcții să oscileze numai cu frecvența ansamblului construcției. Se pare că fiecare dintre ele va tinde să oscileze cu frecvența sa proprie și în consecință, în dreptul legăturilor dintre aceste elemente se pot produce avarii sau chiar distrugeri. Pentru a se evita prăbușirea diferitelor porțiuni ale construcției, ele trebuie calculate separat și alcătuite astfel ca degradările elementelor de legătură să nu atragă după sine degradări ale elementelor de construcție portante. Porțiunile de construcție, însă, trebuie proiectate astfel ca perioadele oscilațiilor lor libere să fie apropiate între ele; aceasta va contribui la micșorarea eforturilor seismice din elementele de legătură.

Conform celor expuse, *schema de calcul a construcției*, supusă la acțiunea forțelor seismice, *se ia sub forma unei console verticale* a cărei rigiditate în diferite puncte, precum și distribuția masei, este determinată de soluția constructivă. Oscilațiile unei construcții spațiale se reduc la cele ale unui sistem plan.

În general, masa construcției se consideră concentrată în diferite puncte ale căror poziții sînt determinate, de exemplu, de punctele de aplicație ale încărcărilor concentrate. Astfel, masele pot fi considerate concentrate la nivelul planșeelor (fig. 72). Rigiditatea construcției, în dreptul maselor concentrate, este determinată de deplasările elementelor sale sub acțiunea forțelor unitare orizontale aplicate la nivelurile respective. Așa cum s-a arătat anterior, schemele de calcul de acest tip servesc atît pentru determinarea încărcării seismice, cît și pentru aflarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere.

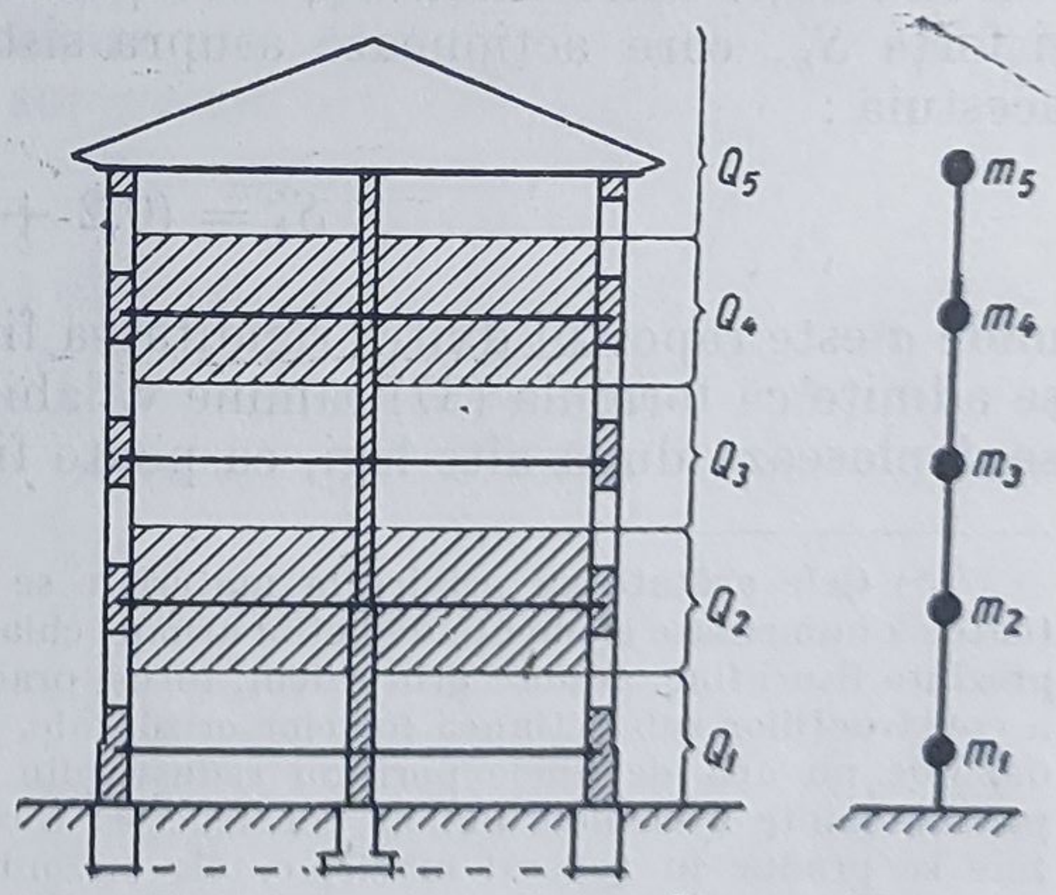


Fig. 72. Schema de calcul a unei clădiri cu planșee la fiecare etaj.

Sub acțiunea solicitărilor seismice, construcțiile pot căpăta atît oscilații prin translație, cît și prin rotație. Dar determinarea încărcării seismice de calcul, în raport cu oscilațiile de rotație ale construcției este necesară numai în cazurile în care, în plan, centrul de greutate al construcției nu coincide cu centrul de rigiditate al elementelor sale (cînd distanța dintre aceste două centre este mare). În cazul excentricităților nu prea mari, care se întîlnesc la majoritatea clădirilor, mișcarea de rotație a acestora poate fi luată în considerație, fără a complica prea mult calculul, ținînd seama de rotirea clădirii

la distribuirea încărcării seismice determinate pe baza oscilațiilor de translație.

Din categoria particularităților schemelor de calcul fac parte *caracteristicile elastice ale materialelor*, întrucît ele condiționează rigiditatea de calcul a elementelor de construcție. Pe timpul acțiunii forțelor seismice, o dată cu creșterea deformațiilor, valorile caracteristicilor elastice ale materialelor se micșorează; rigiditatea construcțiilor se micșorează la rîndul său în urma apariției diferitelor degradări. În acest din urmă caz însă, scade și intensitatea încărcării seismice. Încărcarea seismică maximă trebuie să corespundă stării inițiale a construcției în care elementele sale au rigiditate maximă. În consecință, încărcarea seismică de calcul se determină pe baza valorilor normate ale modulului de elasticitate, care sînt ceva mai mari decît cele de calcul și corespund unor deformații nu prea mari ale materialului *).

În anumite cazuri, însă, este foarte important ca la determinarea încărcării seismice să se țină seama de micșorarea rigidității construcției sub acțiunea forțelor seismice. Acest lucru este necesar, de exemplu pentru determinarea încărcării seismice a unui schelet portant ținînd seama de avarierea sau distrugerea parțială a zidăriei de umplutură**), ceea ce se poate admite atunci cînd nu prezintă pericol pentru viața oamenilor sau nu poate provoca degradarea instalațiilor de valoare etc. Problema influenței rigidității variabile asupra intensității forțelor seismice, în cazul sistemului cu un singur grad de libertate, a fost rezolvată printr-o metodă aproximativă de N. A. Nikolaenko [19]. Acest autor, a cercetat diferite cazuri de deplasare a terenului de fundație. În cazul acțiunii unui impuls instantaneu, s-a obținut următoarea relație între forța S_k, corespunzătoare rigidității maxime a sistemului și forța S'_k, care acționează asupra sistemului, în urma micșorării rigidității acestuia:

$$S'_k = (0{,}2 + 0{,}8a)\, S_k, \tag{37}$$

unde a este raportul dintre rigiditatea finală a sistemului și cea inițială. Dacă se admite că formula (37) rămîne valabilă și în cazul cînd terenul de fundație se deplasează după alte legi, ea poate fi folosită pentru aprecierea forțelor la

---

*) Cele arătate cu privire la materiale se referă și la construcțiile de beton armat. Cu toate că numeroase elemente de beton armat, chiar sub acțiunea încărcării utile (de exploatare), prezintă fisuri fine, admise prin calcul, totuși practic aceasta nu afectează rigiditatea dinamică a construcțiilor sub acțiunea forțelor orizontale, întrucît rigiditatea de ansamblu a elementelor depinde nu atît de unele porțiuni reduse (din dreptul fisurilor), cît de rigiditatea porțiunii predominante a elementului de construcție; totodată trebuie să se aibă în vedere că fisurile fine se produc în general în elementele orizontale (grinzi, plăci), care au o influență secundară asupra rigidității orizontale generale a construcției. Pe lîngă aceasta, compararea rezultatelor măsurătorilor asupra oscilațiilor construcțiilor de beton armat cu rezultatele calculelor efectuate de numeroși cercetători și în perioade de timp diferite, arată că rezultatele calculului sînt cele mai exacte cînd se folosesc valorile normate ale modulului de elasticitate al betonului și cînd se ține seama de toată secțiunea elementului.

**) Întrucît zidăria de umplutură are o rigiditate mai mare decît scheletul, cea mai mare parte a încărcării seismice, atunci cînd nu se iau măsuri speciale pentru a împiedica conlucrarea dintre zidărie și schelet sub acțiunea încărcărilor orizontale, este preluată tocmai de pereți. În consecință, adeseori, rezistența pereților este insuficientă pentru a prelua încărcarea care le revine, iar consolidarea lor nu este rațională din punct de vedere economic.

care trebuie calculat scheletul, în ipoteza că zidăria de umplutură își pierde complet capacitatea portantă în urma degradărilor pe care le suferă.

În cap. II a fost tratată problema *influenței diferitelor forme* ale oscilațiilor libere care condiționează încărcarea seismică, precum și problema modului de introducere în calcul a acestor forme. S-a ajuns la concluzia că, la majoritatea tipurilor de construcții, eforturile de calcul din elementele de construcție pot fi determinate pe baza diagramelor înfășurătoare ale momentelor încovoietoare și forțelor tăietoare produse de forțele seismice corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor libere.

În cele ce urmează se fac cîteva considerațiuni în legătură cu necesitatea de a se ține seama de formele superioare ale oscilațiilor, în ipoteza că eforturile de calcul sînt determinate de diagramele înfășurătoare. Dacă perioada fundamentală a oscilațiilor libere nu depășește 0,3 s, după cum rezultă din diagrama din fig. 51, pentru calculul forțelor seismice corespunzătoare atît oscilațiilor fundamentale, cît și formelor superioare, se ia coeficientul dinamic $\beta = 3$, întrucît perioadele acestora sînt mai mici decît 0,3 s. Conform formulei (55) de la cap. II, diferența dintre intensitățile forțelor seismice corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor libere ale aceleiași construcții, este determinată numai de coeficientul de formă al oscilației η_{ik}. După cum se vede din fig. 73 încărcarea seismică maximă, care depinde numai de forma oscilațiilor, corespunde formei întîi, care nu prezintă puncte nodale, din care cauză toate forțele sînt dirijate în același sens. Formelor superioare ale oscilațiilor libere le corespunde orientarea în sens contrar a forțelor seismice la diferite niveluri, din care cauză unei astfel de încărcări îi corespund eforturi mai mici în elementele de construcție. În consecință, la calculul construcțiilor la care perioada fundamentală a oscilațiilor libere este mai mică de 0,3 s, nu este necesar să se țină seama de formele superioare ale oscilațiilor.

Aceasta se referă, de exemplu, la clădirile pe zidărie portantă, cu 4 pînă la 5 niveluri; după cum rezultă din măsurătorile oscilațiilor, perioada fundamentală a acestor clădiri este 0,25 pînă la 0,35 s. Ținînd seama, totodată, că forma oscilațiilor libere ale acestor clădiri este foarte apropiată de aceea a unei bare care lucrează la lunecare, ceea ce de asemenea a fost confirmat pe cale experimentală, s-a întocmit o tabelă pentru valorile de calcul ale produsului $\beta\eta_k$, în funcție de numărul de niveluri ale clădirii (tabela 30). Aceasta permite ca în calculele practice pentru astfel de clădiri, să se renunțe la determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere. Pentru calculul coeficientului de formă a oscilației η_k, la întocmirea tabelei amintite, s-a admis că aceste clădiri sînt încastrate rigid în terenul de fundație. În realitate, terenul prezintă

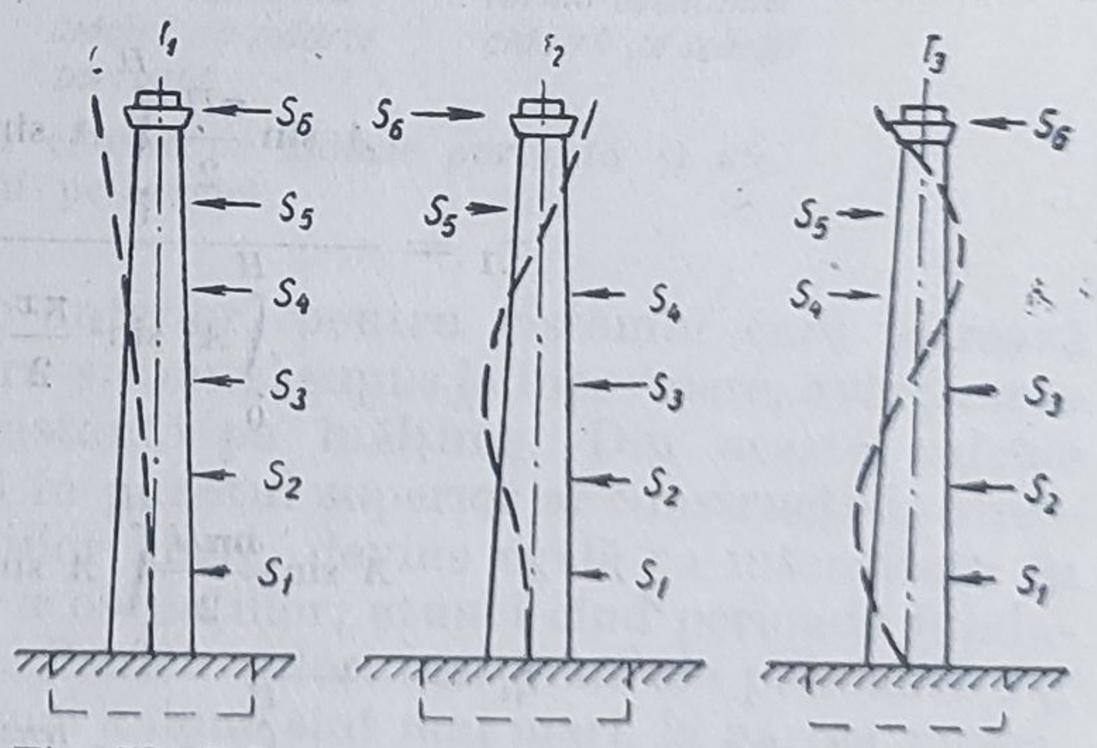


Fig. 73. Schema acțiunii forțelor seismice corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor construcției.

o anumită capacitate de deformare care are influență asupra formei oscilațiilor și care la nevoie, se poate determina mai exact cu ajutorul formulei (55) dată mai departe.

Să examinăm în ce condiții la un sistem cu masă și rigiditate constantă pe înălțime, care lucrează la lunecare și la care perioadele oscilațiilor libere sînt oarecare, forțele seismice corespunzătoare unei forme superioare a oscilațiilor, pot fi mai mari decît cele corespunzătoare primei forme. Evident, porțiunea în care forțele tăietoare corespunzătoare formelor superioare le pot depăși ca intensitate pe cele corespunzătoare formei fundamentale, este porțiunea superioară a construcției, unde forțele seismice nu schimbă de semn. La nivelurile inferioare, unde formele superioare schimbă de semn, predomină forțele tăietoare corespunzătoare formei fundamentale. Astfel, intensitatea forței seismice S din punctul superior, corespunzătoare primei forme a oscilațiilor, este

$$S_1 = qK_c\beta_1\eta_1,$$

iar cea corespunzătoare formei i este

$$S_i = qK_c\beta\eta_i.$$

Urmează să se stabilească în ce condiții $S_i > S_1$ sau $\beta_i\eta_i > \beta_1\eta_1$. După cum se știe, între perioada fundamentală T_1 a unui sistem și perioadele corespunzătoare formelor superioare ale oscilațiilor libere T_i există relația $T_1 = nT_i$ unde n este o constantă care depinde de forma i. Admițînd că valoarea maximă a coeficientului β_i este $\beta_i = 3$, căreia îi corespunde perioada oscilațiilor libere $T_i = 0{,}3$ s, perioada fundamentală este $T_1 = n0{,}3$ s și în consecință, conform relației (62) de la cap. II, $\beta_1 = \frac{0{,}9}{n \cdot 0{,}3}$. Cu formula (53) de la cap. II pot fi calculate valorile coeficienților formei oscilațiilor din punctul superior H

$$\eta_1 = \frac{A \sin\frac{\pi H}{2}\int_0^H A \sin\frac{\pi x}{2}\,dx}{\int_0^H A^2 \sin^2\frac{\pi x}{2}\,dx} = \frac{4}{\pi},$$

$$\eta_i = \frac{A \sin\frac{n\pi H}{2}\int_0^H A \sin\frac{n\pi x}{2}\,dx}{\int_0^H A^2 \sin^2\frac{n\pi x}{2}\,dx} = \frac{4}{n\pi}$$

și se pot determina produsele de coeficienți:

pentru prima formă

$$\beta_1\eta_1 = \frac{0{,}9}{n \cdot 0{,}3} \cdot \frac{4}{\pi} = \frac{12}{n\pi},$$

pentru forma i

$$\beta_i \eta_i = 3 \frac{4}{n\pi} = \frac{12}{n\pi}.$$

Rezultă că $\beta_1 \eta_1 = \beta_i \eta_i$ și deci nu se poate întîmpla ca forța seismică corespunzătoare unei forme superioare a oscilațiilor libere să depășească ca intensitate forța seismică corespunzătoare primei forme a oscilațiilor ($S_i > S_1$).

Din cele arătate anterior, se poate trage concluzia că, construcțiile la care masa și rigiditatea sînt constante pe înălțime și la care forma oscilațiilor libere este analogă cu forma oscilațiilor barei care lucrează la lunecare, trebuie calculate numai la acțiunea forțelor seismice corespunzătoare oscilațiilor libere fundamentale. Pe lîngă clădirile pe zidărie portantă, din categoria acestor construcții pot face parte și cele pe schelet (fig. 74), cu condiția ca diferența dintre rigiditatea etajelor superioare și a celor inferioare să fie neglijabilă. La calculul construcțiilor a căror rigiditate la partea inferioară este mult mai mare decît rigiditatea de la partea superioară, este necesar să fie luate în considerație și formele superioare ale oscilațiilor.

Fig. 74. Schema oscilațiilor clădirii pe zidărie portantă și ale clădirii pe schelet.

Calcule analoge cu cele expuse anterior, pentru sistemul care lucrează la lunecare, au fost făcute și pentru sistemul supus la încovoiere, avînd masa uniform distribuită și secțiunea constantă pe înălțime. Din aceste calcule a rezultat că forța seismică aplicată în punctul superior al construcției, corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor libere, devine egală ca intensitate cu forța corespunzătoare primei forme a oscilațiilor, atunci cînd perioada fundamentală este de ordinul $T_1 \approx 0{,}6$ s. Pentru valori mai mari ale perioadei T_1, forțele seismice corespunzătoare formei a doua sînt mai mari, la partea superioară a construcției, decît forțele corespunzătoare primei forme. Astfel, la calculul construcțiilor cu dimensiuni mici în plan, care lucrează în special la încovoiere, trebuie să se țină seama de formele superioare ale oscilațiilor, atunci cînd perioada fundamentală este mai mare decît 0,6 s ($T_1 > 0{,}6$ s)*). Ne-

*) Aceasta nu se referă la construcțiile cu cea mai mare parte a masei la partea superioară și a căror schemă de calcul, în consecință, poate fi sistemul cu un singur grad de libertate.

cesitatea de a se lua în considerație formele superioare ale oscilațiilor este confirmată și de următoarele constatări : în timpul cutremurelor, la coșurile de fum se observă adeseori avarii la partea superioară (fig. 75), unde influența formelor superioare poate fi deosebit de mare; în schimb, nu se constată degradări la partea inferioară, unde momentul încovoietor este dat de forțele seismice corespunzătoare formei fundamentale a oscilațiilor libere.

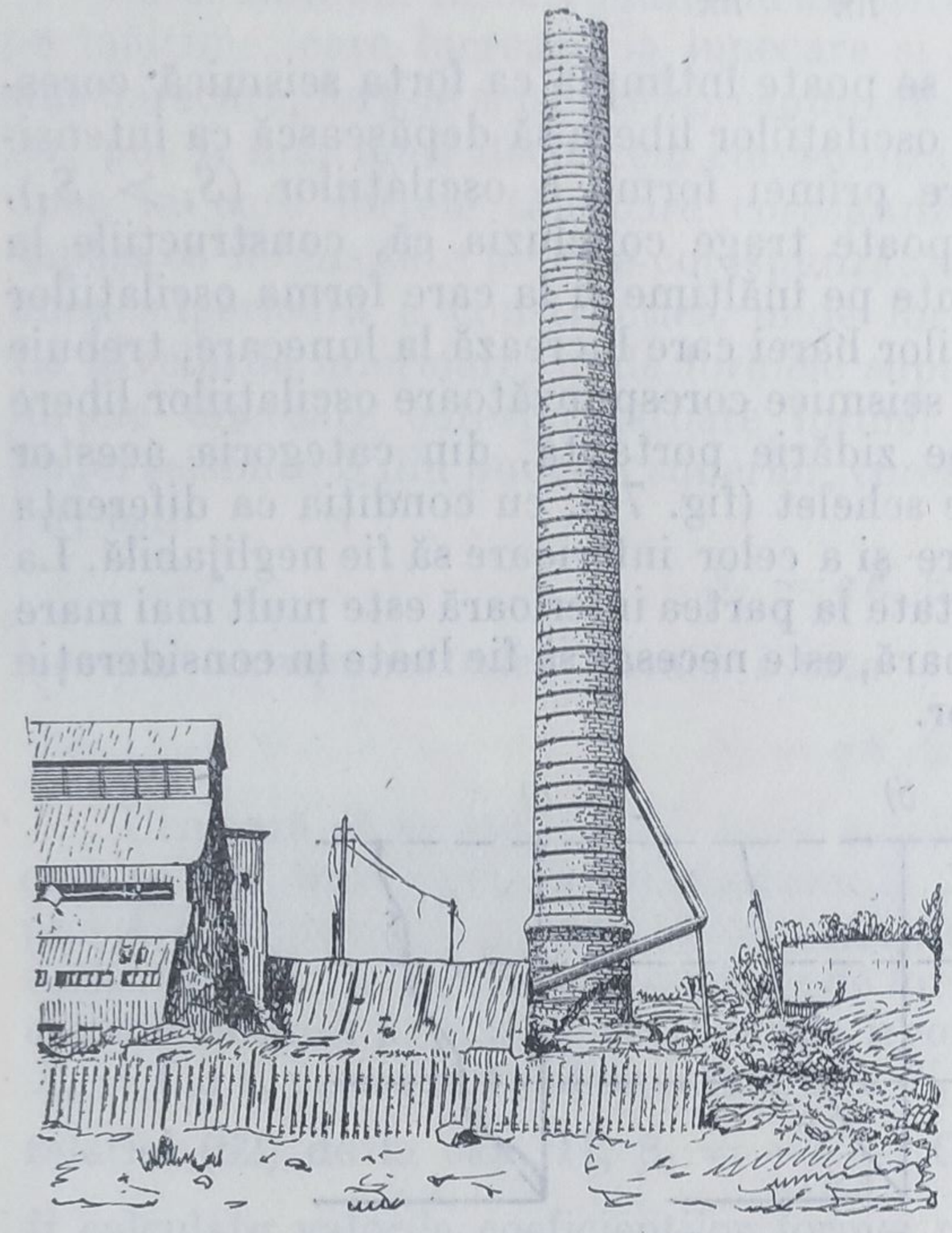


Fig. 75. Coș de fum a cărui parte superioară s-a prăbușit în timpul cutremurului.

Considerațiile de mai sus cu privire la influența formelor superioare ale oscilațiilor asupra intensității forțelor seismice, arată că pentru determinarea încărcării seismice trebuie să se ia în considerație inițial forma fundamentală a oscilațiilor libere ale construcției, ținînd seama de formele superioare numai pe măsura necesității. Totodată, trebuie să se aibă în vedere că eforturile seismice determinate pe baza diagramelor înfășurătoare, așa cum s-a arătat la cap. II, reprezintă nivelul inferior al eforturilor maxime probabile, care uneori poate diferi mai mult sau mai puțin de limita superioară egală cu media pătratică a valorilor eforturilor corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor libere.

3. ALEGEREA SCHEMELOR DE CALCUL ALE CLADIRILOR ȘI ALE ALTOR TIPURI DE STRUCTURI. DETERMINAREA PERIOADELOR ȘI FORMELOR OSCILAȚIILOR LIBERE

Din cele expuse anterior, rezultă că alegerea schemei de calcul constituie o etapă deosebit de importantă a calculului dinamic, care condiționează atît volumul de calcul, cît și exactitatea acestuia. În calculul la acțiunea forțelor seismice trebuie rezolvată problema schemelor de calcul ale structurilor luate în ansamblu care, adeseori, au soluții complexe în plan și în spațiu, se execută din diferite materiale și au în același timp o structură complicată. Totodată, construcțiile pot prezenta o distribuție foarte variată a încărcărilor, a căror masă este unul din elementele principale ale schemei dinamice de calcul. În consecință, la determinarea schemei de calcul a structurii trebuie luat în considerație un ansamblu complex de factori care exercită o anumită influență

asupra caracteristicilor sale dinamice. În general, problema alegerii schemei de calcul a structurii care se calculează la acțiunea forțelor seismice, se reduce la stabilirea și evaluarea factorilor celor mai importanți, care condiționează deformațiile structurii în plan orizontal și la alegerea unei astfel de distribuții a masei, la diferite niveluri, care să permită obținerea unui sistem dinamic clar, ușurînd și asigurînd o determinare deajuns de exactă a perioadelor și formelor oscilațiilor libere ale structurii. În cele ce urmează, problema alegerii schemei de calcul este ilustrată cu ajutorul unor exemple simple. În acest scop a fost tratat inițial calculul structurilor foarte rigide cu dimensiuni reduse în plan și cel al structurilor flexibile simple.

Dacă deformațiile*) structurii sînt mici în comparație cu deplasările datorite deformațiilor terenului de fundație, se poate admite că pe timpul oscilațiilor construcția se comportă ca un corp absolut rigid. Din categoria acestor construcții fac parte construcțiile masive (fig. 76) de tipul postamentelor (monumente, culee izolate), construcțiile nu prea mari, cu gol în interior, prevăzute cu diafragme etc., ale căror deformații sînt sensibil mai mici decît cele ale terenului de fundație.

Pentru a compara deformabilitatea construcțiilor cu aceea a terenului de fundație, la partea superioară a construcției se aplică o forță unitară, calculîndu-se deplasarea totală Δ ca o rezultantă a influenței diferiților factori:

$$\Delta = \delta l + \delta_i + \delta_x + \delta_\varphi = \frac{k_1 H}{AG} + \frac{H^3}{3EI} + \frac{1}{K_x} + \frac{H^2}{K_\varphi}. \tag{38}$$

Primul termen din expresia (38) reprezintă deplasarea datorită deformațiilor de lunecare ale construcției; H este înălțimea construcției de la nivelul terenului de fundație, A este aria în plan a construcției, k_1 este coeficientul de formă al secțiunii, pentru determinarea deformațiilor **).

Termenul al doilea exprimă deplasarea construcției produsă de încovoiere; I este momentul de inerție al secțiunii în raport cu axa neutră.

Termenul al treilea exprimă deplasarea fundației pe terenul de fundație sub acțiunea alunecării; rigiditatea terenului de fundație la lunecare, K_x este determinată de rezistența terenului atît sub talpa fundației $C_x A_f$, cît și pe fețele sale laterale pe care se produce frecarea A_{fr} și compresiunea pămîntului A_c,

$$K_x = C_x A_f + C_x A_{fr} + C_z A_c. \tag{39}$$

Ultimul termen din formula (38) exprimă deplasarea porțiunii superioare a construcției, în urma rotirii acesteia în raport cu axa care trece prin centrul de greutate al suprafeței fundației. Rigiditatea unghiulară a terenului de fundație K_φ se exprimă prin formula

$$K_\varphi = C_\varphi I_f + C_x A_{fr} l_{fr}^2 + C_{\varphi x} I_{fr}, \tag{39'}$$

în care I_f este momentul de inerție al suprafeței tălpii fundației în raport cu axa care trece prin centrul de greutate; A_{fr} și l_{fr} sînt respectiv aria și distanța pînă la axa de rotație

---

*) Aici, ca și la celelalte paragrafe din acest capitol, acolo unde nu se fac mențiuni speciale, autorul se referă la deformațiile, deplasările și rigiditățile după direcție orizontală.

**) Coeficientul k_1 depinde de forma și de dimensiunile secțiunii. În cazul secțiunii dreptunghiulare $k_1 = 1{,}2$, în cazul secțiunii circulare, $k_1 = 1{,}11$; la secțiunile în I valorile coeficientului variază în intervalul 2 pînă la 2,8. În general, k_1 se calculează cu formula cunoscută din rezistența materialelor

$$k_1 = \frac{A}{I^2} \int_z \frac{S_{(z)}^2 \, dz}{b(z)}.$$

a suprafețelor laterale, după care se produce lunecarea uniformă în timpul rotirii; I_{fr} este momentul de inerție polar, după care se produce lunecarea neuniformă în raport cu punctul de pe axa de rotație *).

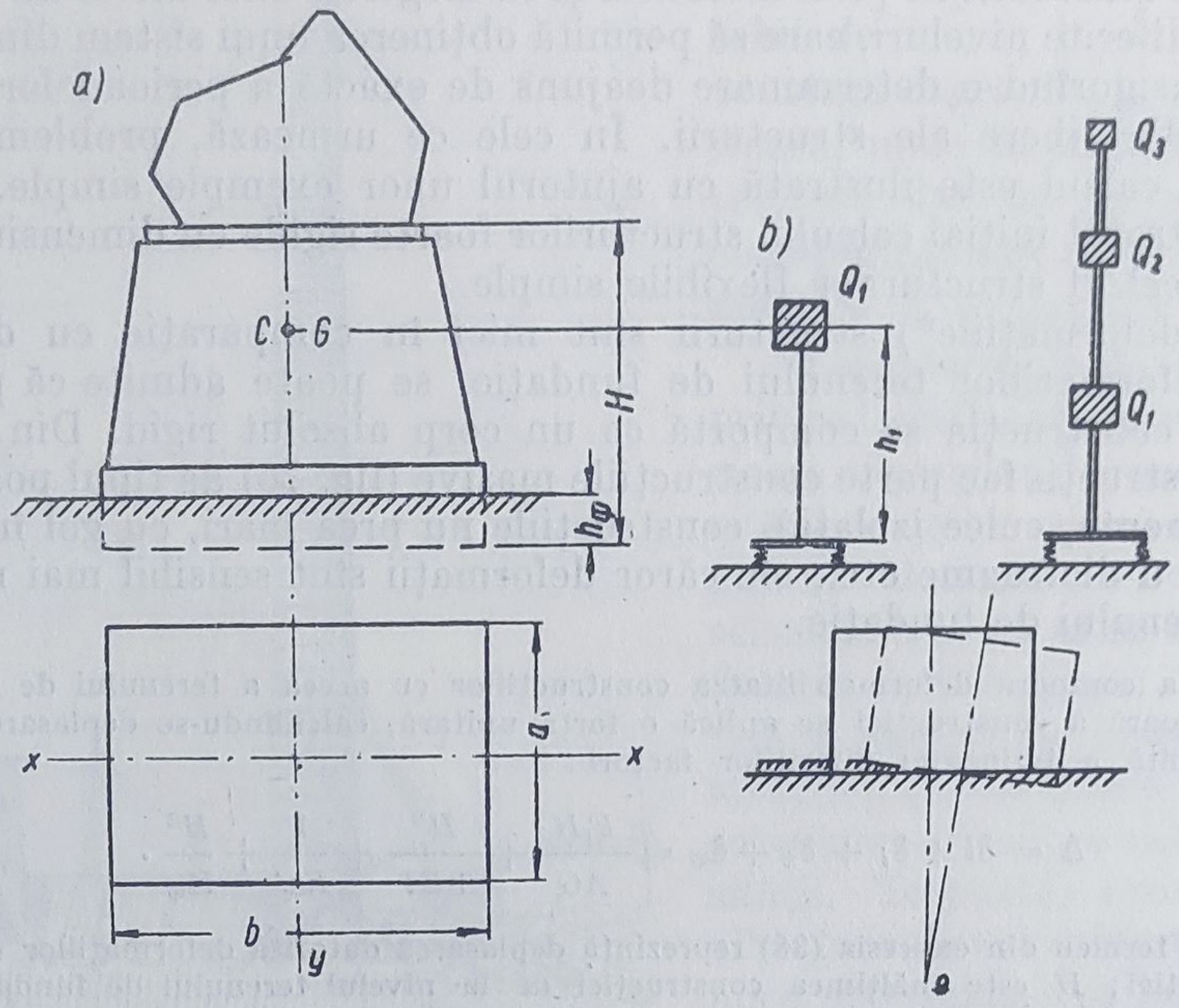


Fig. 76. Schema unei construcții masive, rigide:

a — schema generală; *b* — schema de calcul: sistem cu un singur grad de libertate (masa concentrată pe o bară absolut rigidă); în dreapta schema de calcul pentru determinarea frecvenței fundamentale a oscilațiilor libere ale construcției.

În formulele (39) și (39′) coeficienții C exprimă caracteristicile elastice ale terenului:

C_z este un coeficient de compresiune elastică uniformă;

C_x — un coeficient de lunecare elastică uniformă, $C_x = 0{,}7\ C_z$;

C_φ — un coeficient de compresiune elastică neuniformă, $C_\varphi = 2C_z$;

$C_{\varphi x}$ — un coeficient de lunecare elastică neuniformă, $C_{\varphi x} = 1{,}4C_z$.

Valorile coeficientului C_z sînt date în tabela 26 în funcție de rezistența de calcul principală R a terenului. Pentru valorile intermediare ale rezistenței R, coeficientul C_z se determină prin interpolare.

Valorile coeficientului C_z din tabela 26, se referă la fundațiile la care aria tălpii este mai mare decît 10m²; în cazul fundațiilor cu o arie mai mică, valorile coeficientului C_z, datorită creșterii influenței eforturilor unitare de margine, se majorează de $\sqrt{\frac{10}{A_f}}$ ori, unde A_f este aria fundației, în m².

*) Momentul de inerție polar al suprafeței în raport cu un punct oarecare a, este egal cu suma momentelor de inerție axiale în raport cu axele perpendiculare între ele, care trec prin acest punct ($I_{pa} = I_{xa} + I_{ya}$).

Astfel, de exemplu, în cazul calculului în raport cu axa $x-x$ a construcției din fig. 76, rigiditatea la lunecare și la rotire a terenului de fundație se exprimă prin relațiile:

$$K_x = 0{,}7C_z a_f b_f + 0{,}7C_z \cdot 2h_f a_f + C_z h_f b_f =$$

$$= C_z(0{,}7\, a_f b_f + 1{,}4\, a_f h_f + b_f h_f);$$

$$K_\varphi = 2C_z \frac{b_f a_f^3}{12} + 0{,}7\, C_z\, 2h_f\, b_f \left(\frac{a_f}{2}\right)^2 +$$

$$+ 1{,}4C_z \cdot 2\left(\frac{h_f b_f^3}{12} + \frac{b_f h_f^3}{3}\right) =$$

$$= C_z\left(\frac{b_f a_f^3}{6} + 0{,}35 h_f b_f a_f^2 + 0{,}233 h_f b_f^3 + 0{,}933 b_f h_f^3\right),$$

de unde rezultă că, dacă adîncimea h_f a unei fundații dreptunghiulare este mult mai mică decît dimensiunile ei în plan a_f și b_f, termenul al doilea și al treilea din formulele (39) și (39′) se pot neglija, fără a se comite o eroare prea mare. În acest caz, rigiditatea terenului de fundație la lunecare și rotire poate fi exprimată, prin formulele aproximative:

$$K_x = C_x A_f. \tag{39,a}$$

$$K_\varphi = C_\varphi I_f; \tag{39,a′}$$

La fundațiile continue influența termenului al doilea și al treilea din formulele (39) și (39′) crește datorită suprafeței laterale mari a fundațiilor și în majoritatea cazurilor acești termeni nu trebuie neglijați.

Tabela 26

Rezistența de calcul a terenului (R) kgf/cm²	Coeficientul de compresiune elastică uniformă (Cz) tf/m³
1	2 000
2	4 000
3	5 000
4	6 000
5	7 000

Conform expresiei (38), construcția poate fi considerată, practic, absolut rigidă, dacă

$$\frac{Hk_1}{GA} + \frac{H^3}{3EI} \ll \frac{1}{K_x} + \frac{H^2}{K_\varphi}. \tag{38′}$$

Prin simplificare, schema de calcul a unei astfel de construcții se poate lua sub forma unui sistem cu un singur grad de libertate și în consecință, deplasările tuturor punctelor sale, pe timpul oscilațiilor libere, pot fi determinate de un singur parametru cum ar fi, de exemplu, unghiul de rotire în jurul axei orizontale (centrul oscilațiilor), situat sub talpa fundației (fig. 76, *d*). Conform cu această schemă de calcul, perioada fundamentală a oscilațiilor libere ale construcțiilor masive se poate calcula cu formula (40), analogă cu formula (6) dedusă pentru sistemul cu un singur grad de libertate, care însă conține coeficientul ν, prin care se ține seama de inerția de rotație a construcției:

$$T = 2\pi\nu\sqrt{\frac{m_1}{K_x}}, \tag{40}$$

unde m_1 este masa construcției și K_x este rigiditatea terenului de fundație la lunecare. Valoarea coeficientului ν se determină în funcție de raportul dintre înălțimea la care se află centrul de greutate al construcției față de cota tălpii

h_1 a terenului de fundație și lățimea b a tălpii, cu ajutorul formulei aproximative (41); coeficienții din această formulă, exprimă influența lunecării și a rotirii construcției masive; formula este valabilă în intervalul $0{,}12 < \frac{h_1}{b} < 1{,}25$:

$$\nu = 1{,}12 + 0{,}41 \frac{h_1}{b}. \qquad (41)$$

Întrucît în formula (40) nu se ține seama de deformațiile construcțiilor, este necesar să se aprecieze eroarea posibilă datorită acestui fapt. Astfel, dacă partea stîngă a inegalității (38′) este de 4 ori mai mică decît partea dreaptă, deplasarea efectivă δ_{11} a centrului de greutate este mai mare de circa 1,25 ori decît deplasarea calculată numai pe baza deformației terenului de fundație. În consecință, ca și în cazul sistemelor cu un singur grad de libertate, eroarea care se comite la determinarea perioadei oscilațiilor libere este de ordinul a 10%. Analog, atunci cînd o parte a inegalității este de 10 ori mai mare decît cealaltă, eroarea la determinarea perioadei oscilațiilor este de ordinul a 5%; practic, aceasta conduce la rezultate deajuns de exacte.

Perioadele oscilațiilor libere ale construcțiilor rigide (masive), pe direcția diferitelor axe, pot fi diferite; diferența dintre ele depinde în special de raportul dintre dimensiunile în plan ale construcției. Întrucît însă perioadele, în valoare absolută, sînt mai mici decît 0,3 s, încărcarea seismică de calcul a construcțiilor masive este aceeași după toate direcțiile (v. fig. 51).

Dacă se urmărește numai determinarea eforturilor la nivelul terenului sau a eforturilor unitare sub talpa fundației, forța seismică poate fi considerată concentrată în centrul de greutate al construcției (fig. 76, *b*). În acest caz, forța seismică se calculează luînd în formula (55) de la cap. II, $\eta_{ik} = 1$. Atunci cînd este necesară verificarea rezistenței construcției la diferite cote (de exemplu rezistența după rosturile orizontale, prinderea utilajului montat pe postament etc.) în schema de calcul a construcției, greutatea acesteia se consideră distribuită pe înălțime și forțele seismice se determină la nivelurile respective; acestea din urmă se calculează ținînd seama de forma oscilațiilor care se află cu formula

$$X_j = 1 + \frac{h_j}{8{,}3b + 4{,}7h_1}. \qquad (42)$$

Această formulă este valabilă în intervalul $0{,}12 < \frac{h_1}{b} < 1{,}25$. Întrucît se admite că construcția este nedeformabilă, coeficientul de formă a oscilațiilor η_k poate fi determinat cu formula (68), care este o formă simplificată a formulei (53) de la cap. II; această formulă a fost dedusă admițînd că centrul de rotație al construcției se află în planul tălpii sale.

La calculul dinamic al construcțiilor deajuns de rigide, deformația acestora poate fi neglijată. Totuși, la majoritatea construcțiilor, soluția lor constructivă este de așa natură, încît nu pot fi neglijate deformațiile elementelor lor și ele trebuie luate în considerație în schema de calcul. Totodată, în schema de calcul a unui mare număr de construcții poate fi neglijată deformația terenului de fundație în raport cu aceea a elementelor de construcție; aceasta se referă în special la numeroase tipuri de construcții flexibile.

În fig. 77 sînt arătate construcții de tipul copertinelor; ele nu au pereți exteriori și în consecință, rigiditatea lor este condiționată numai de deformațiile stîlpilor. O altă particularitate a acestor construcții este faptul că masa lor principală, masa acoperișului, se află la același nivel. Admițînd ca schemă de calcul pentru aceste construcții sistemul cu un singur grad de libertate, perioada oscilațiilor lor libere poate fi determinată cu formulele (4) și (6).

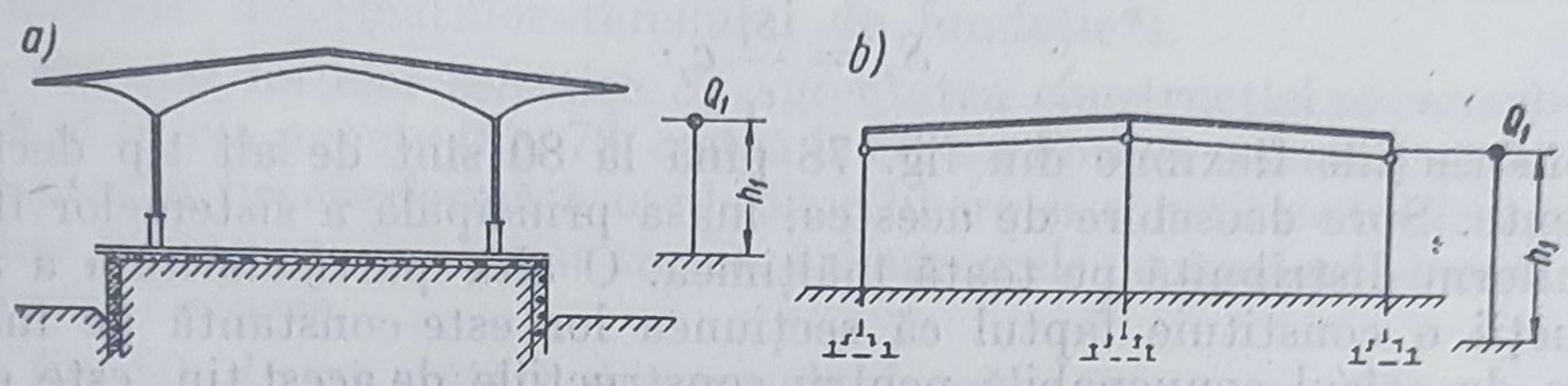


Fig. 77. Construcții de tipul copertinelor:
a — copertina unui peron; *b* — șopron.

În majoritatea cazurilor, greutatea stîlpilor este mică în comparație cu aceea a acoperișului și de aceea masa m_1 poate fi determinată ținînd seama numai de greutatea acoperișului. În cazurile însă, în care greutatea stîlpilor este mare, ea trebuie luată în considerație în schema de calcul. Utilizînd proprietatea de echivalență dinamică (36′), se poate demonstra că dacă acoperișul este articulat de stîlp, la greutatea sa trebuie să se adauge circa 1/4 din greutatea stîlpilor. Consola (stîlpul) la capătul căreia este concentrată această masă, este echivalentă din punct de vedere dinamic cu consola a cărei greutate este uniform distribuită. Dacă însă, rezemarea acoperișului pe stîlp este rigidă, se poate admite că la greutatea sa se adaugă circa 1/2 din greutatea stîlpilor.

Este necesar să ne oprim asupra definiției rigidității c_1 a sistemului. Practic, problema se reduce la calculul deplasărilor δ_s de la partea superioară a stîlpilor sau cadrelor, produse de o forță unitară aplicată la nivelul acoperișului. Utilizînd expresia (38) se poate constata că deplasarea construcției considerate, este determinată de termenul al doilea și al patrulea, adică de încovoierea stîlpilor și de rotirea lor la bază. Astfel, de exemplu, adeseori este deajuns să se țină seama numai de încovoierea stîlpilor, întrucît influența acesteia este predominantă. Rigiditatea c_1 a sistemului se determină cu formula

$$c_1 = \sum_{s=1}^{n_1} \frac{1}{\delta_s}, \qquad (43)$$

în care δ_s sînt deplasările stîlpilor sau cadrelor sub acțiunea unei forțe unitare aplicate la nivelul acoperișului;

n_1 — numărul stîlpilor sau cadrelor scheletului de rezistență.

Atunci cînd acoperișul este articulat de stîlp, deformațiile δ_s ale acestora, se determină ca pentru niște console. Lungimea h_1 a barei se măsoară între fața superioară a fundației și cota articulației (fig. 77, *b*); atunci însă cînd stratul de beton aplicat peste fundație (fig. 77, *a*) este deajuns de compact, se consideră că stîlpii sînt încastrați la nivelul acestui strat. În cazurile în care rigiditatea stîlpului este de același ordin de mărime cu rigiditatea încastrării

sale, ceea ce se poate verifica, comparînd δ_{inc} cu δ_{φ} din formula (38), deplasarea δ_s se calculează ținînd seama de rotirea fundației ($\delta_s = \delta_{inc} + \delta_{\varphi}$).

Forța seismică de calcul S_1 a construcțiilor de tipul celor din fig. 77 se consideră aplicată la nivelul acoperișului. Forța seismică S_s care revine unui stîlp sau cadru după fiecare direcție, este direct proporțională cu rigiditatea acestora c_s după direcția respectivă și se determină cu formula

$$S_s = \frac{S_1}{c_1} c_s. \tag{44}$$

Construcțiile flexibile din fig. 78 pînă la 80 sînt de alt tip decît cele precedente. Spre deosebire de acestea, masa principală a sistemelor flexibile este uniform distribuită pe toată înălțimea. O altă particularitate a acestor construcții o constituie faptul că secțiunea lor este constantă pe înălțime. Schema de calcul convenabilă pentru construcțiile de acest tip, este consola cu masa uniform distribuită și în consecință, perioadele oscilațiilor lor libere pot fi calculate cu formula (32), iar formele respective ale oscilațiilor cu ajutorul tabelei 25. În cazurile în care construcția are încărcări concentrate (fig. 79) sau atunci cînd încărcarea este distribuită neuniform (fig. 80), ele se exprimă printr-o masă echivalentă uniform distribuită cu ajutorul formulei (33); în cazul al doilea, încărcarea egală cu $(q'' - q')$ se consideră concentrată în cîteva puncte (fig. 80, *c*).

La construcțiile la care terenul de fundație poate avea deformații importante (deplasările produse de forța unitară aplicată la partea superioară

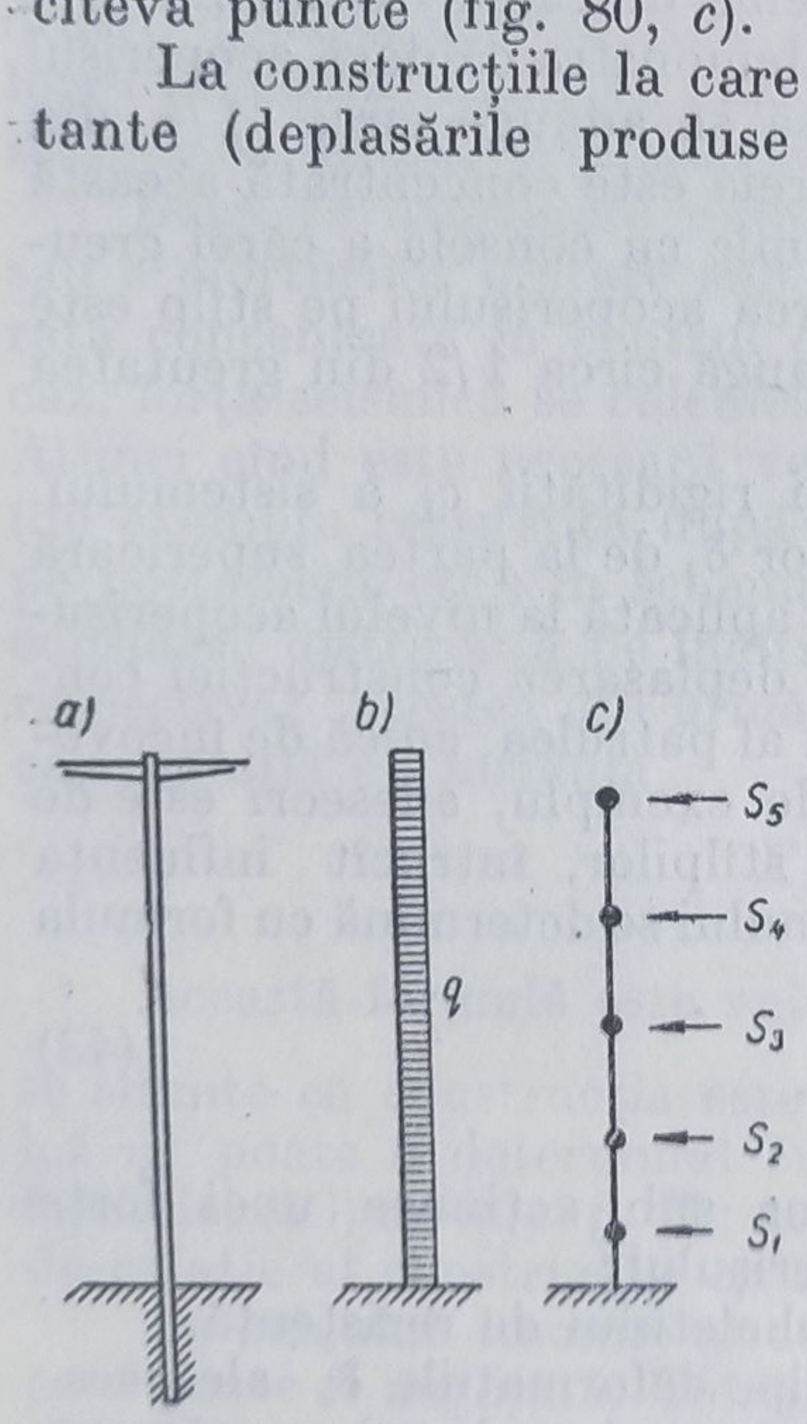


Fig. 78. Stîlp cu secțiune constantă:

a — schema stîlpului; *b* — schema de calcul pentru determinarea perioadei și formei oscilațiilor libere; *c* — schema de calcul pentru determinarea încărcării seismice.

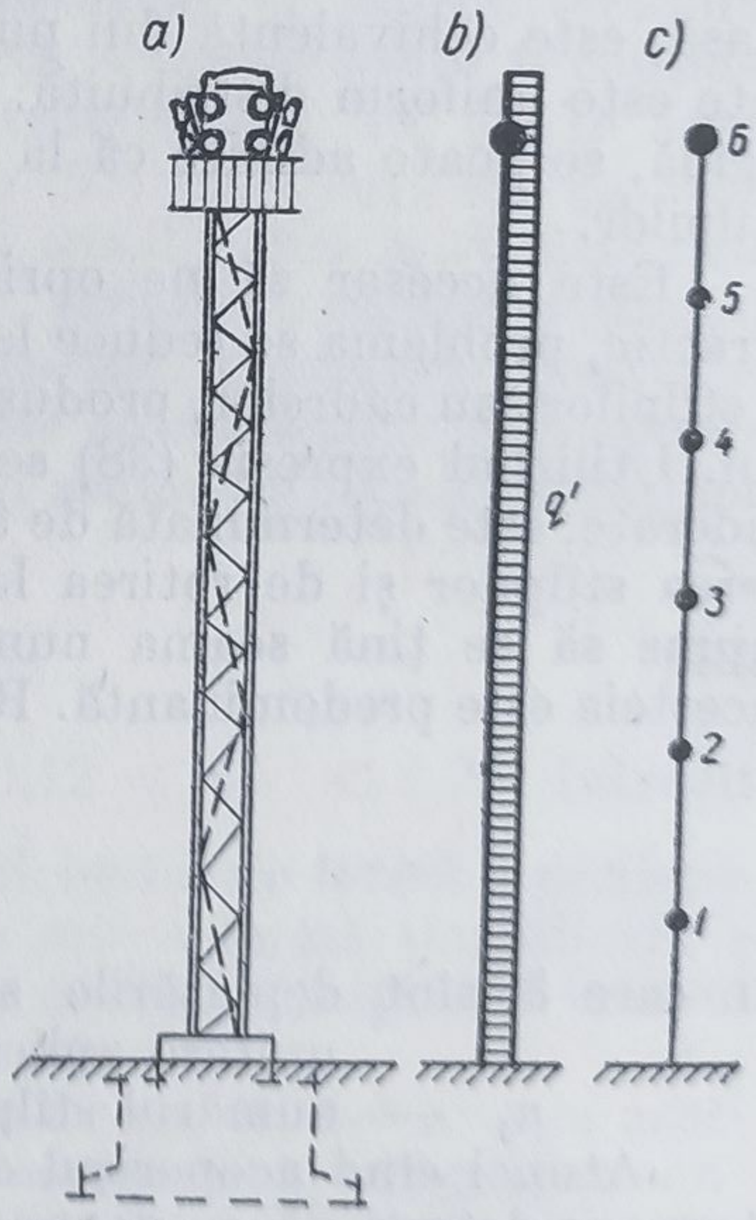


Fig. 79. Construcția metalică a unui far:

a — schema farului; *b* — schema distribuției încărcărilor verticale; *c* — schema de calcul pentru determinarea încărcării seismice.

a construcției datorită deplasării fundației, sînt comparabile cu deformațiile construcției) coeficientul α_i din formula (32) se determină cu ajutorul diagramelor din fig. 67. În calcul, formele oscilațiilor se pot lua din tabela 25, ca pentru bara cu încastrare rigidă. Determinarea mai exactă a formei oscilațiilor fundamentale se poate face prin însumarea ordonatelor relative X^T_{1j} din tabelă, reduse la scara deformațiilor efective ale elementelor de construcție, cu deplasările datorate deformațiilor terenului de fundație*).

La calculul forțelor seismice S_k, greutatea construcției se consideră concentrată în cîteva puncte (fig. 78, *c* pînă la 80, *c*). Forțele seismice se determină separat pentru fiecare formă a oscilațiilor libere și constituie încărcări statice exterioare în raport cu care se trasează diagramele de momente încovoietoare și de forțe tăietoare.

În fig. 80, *d* sînt arătate diagramele de momente încovoietoare produse de forțele corespunzătoare formei întîi și a doua a oscilațiilor, precum și diagrama înfășurătoare. În mod obișnuit, momentul încovoietor are valoarea maximă la baza construcției și este produs în special de forțele care corespund primei forme a oscilațiilor. În consecință, dacă construcția are secțiunea și rezistența constantă pe înălțime, este suficientă verificarea rezistenței numai

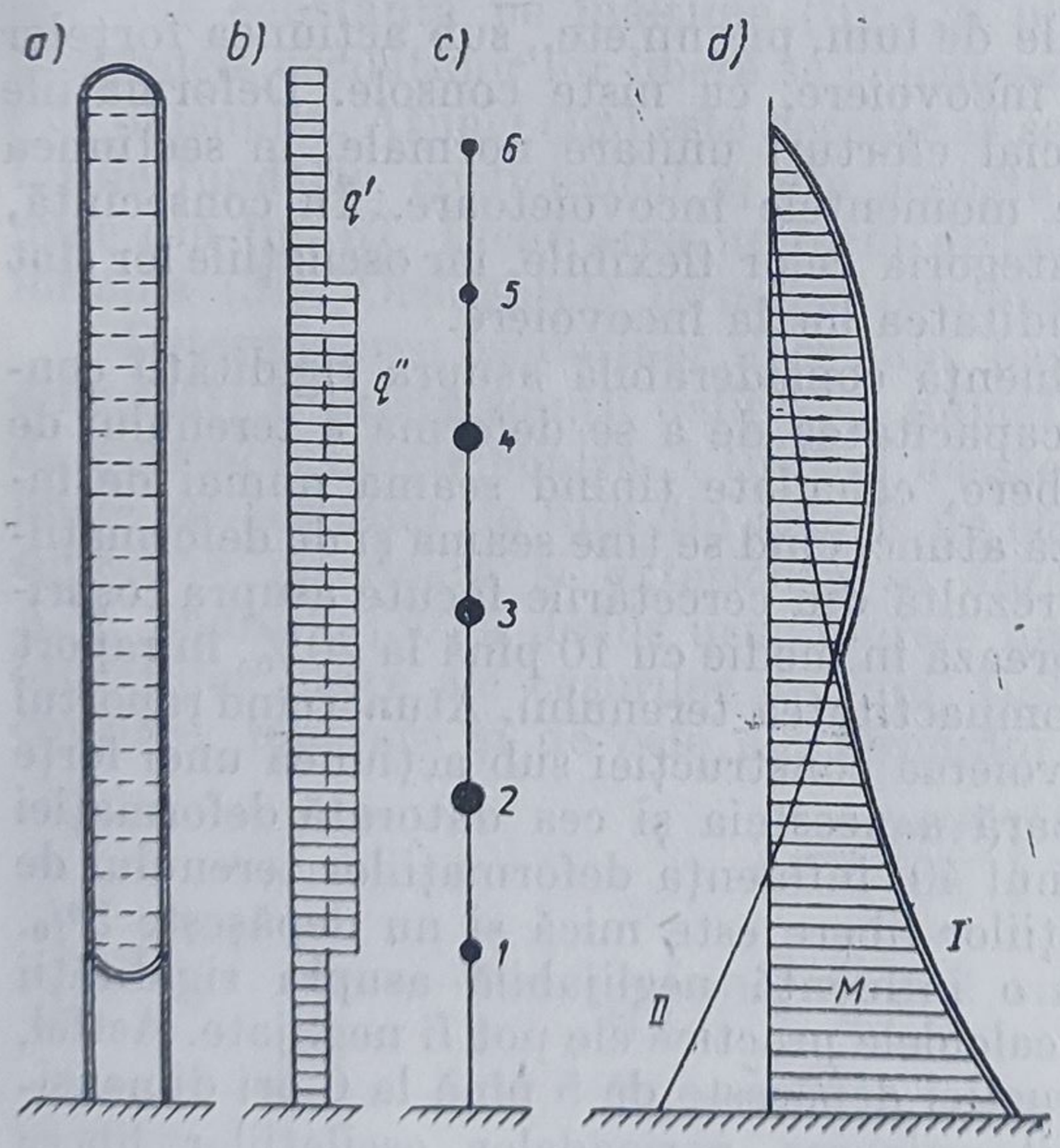


Fig. 80. Coloană verticală pentru industria chimică:
a — schema de ansamblu; *b* — schema distribuției încărcărilor verticale; *c* — schema de calcul pentru determinarea încărcării seismice; *d* — diagramele de momente încovoietoare (linii subțiri) corespunzătoare formei întîi și a doua a oscilațiilor libere, precum și diagrama înfășurătoare (linia groasă).

*) Această însumare poate fi efectuată cu aproximație în modul următor: sub acțiunea forței unitare, aplicată în centrul de greutate al construcției, se calculează rotirea și lunecarea pe terenul de fundație, ca pentru un sistem absolut rigid; într-un punct oarecare *k*, căruia îi corespunde ordonata din tabelă X^T_{1K}, în ipoteza încastrării rigide în terenul de fundație, se calculează deformația construcției δ_K. Apoi ordonatele din tabelă X^T_{1j}, înmulțite cu raportul δ_K / X^T_{1K}, se adună cu deplasările datorate deformației terenului de fundație, calculate în punctele respective *j*.

în secțiunea inferioară, unde forțele seismice maxime corespund formei întîi a oscilațiilor.

Astfel, pentru a stabili schema de calcul a construcțiilor foarte rigide, ca și a celor cu rigiditate mică, sau a celor înalte și flexibile, se procedează în același mod : se determină factorii principali care condiționează deformațiile construcției, iar masa acesteia se distribuie pe înălțime. Schemele de calcul adoptate au permis o determinare deajuns de simplă a perioadelor și formelor oscilațiilor libere ale construcțiilor analizate, în care scop s-au folosit formulele deduse, diferite diagrame și tabele.

Adeseori, stabilirea schemei de calcul și determinarea oscilațiilor libere ale construcțiilor cu structură mai complicată, prezintă dificultăți mai mari decît în cazul sistemelor descrise anterior. În raport cu modul în care elementele de construcție lucrează la acțiunea forțelor orizontale, construcțiile industriale și civile pot fi împărțite în mai multe tipuri; pentru fiecare dintre aceste tipuri se poate recomanda o metodă de calcul simplificată.

Construcții înalte cu dimensiuni mici în plan

Construcțiile a căror înălțime este mult mai mare decît dimensiunile în plan, de exemplu turnurile, coșurile de fum, pilonii etc., sub acțiunea forțelor orizontale lucrează în general la încovoiere, ca niște console. Deformațiile acestor construcții produc în special eforturi unitare normale, în secțiunea orizontală și sînt determinate de momentele încovoietoare. În consecință, aceste construcții fac parte din categoria celor flexibile, iar oscilațiile lor sînt condiționate în primul rînd de rigiditatea lor la încovoiere.

Un alt factor, care are o influență considerabilă asupra rigidității construcțiilor înalte și flexibile, este capacitatea de a se deforma a terenului de fundație. Perioadele oscilațiilor libere, calculate ținînd seama numai de încovoierea construcției, se micșorează atunci cînd se ține seama și de deformațiile terenului de fundație; așa cum rezultă din cercetările făcute asupra coșurilor de fum [30], perioadele se micșorează în medie cu 10 pînă la 20%, în raport cu dimensiunile fundației și cu compactitatea terenului. Atunci cînd raportul dintre deplasarea produsă de încovoierea construcției sub acțiunea unei forțe unitare aplicate la partea superioară a acesteia și cea datorată deformației terenului de fundație este de ordinul 40, influența deformațiilor terenului de fundație asupra perioadelor oscilațiilor libere este mică și nu depășește 5%.

Deformațiile de lunecare au o influență neglijabilă asupra rigidității construcțiilor înalte, flexibile și în calculele practice ele pot fi neglijate. Astfel, de exemplu, dacă înălțimea construcției depășește de 5 pînă la 6 ori dimensiunile sale în plan, eroarea la determinarea perioadelor oscilațiilor libere provenită din neglijarea lunecării, este de aproximativ 2% pentru prima formă, 10% pentru forma a doua și 15 pînă la 18% pentru forma a treia [30, 31]. În cazul construcțiilor mai înalte, eroarea este și mai mică. În schimb, la calculul construcțiilor cu înălțime nu prea mare (de exemplu în cazul turnurilor de răcire etc.), rolul deformațiilor de lunecare crește și ele nu trebuie neglijate la determinarea deformațiilor construcției, întrucît această neglijare poate conduce la erori mari.

Inerția de rotație a secțiunilor are o influență și mai mică decît deformațiile de lunecare asupra formelor inferioare ale oscilațiilor și ea se neglijează în calcule.

Ținînd seama de cele arătate mai sus, factorii principali care condiționează oscilațiile construcțiilor înalte și flexibile, de tipul turnurilor și pilonilor, sînt deformațiile din încovoiere și deformațiile terenului de fundație. Totodată, în majoritatea cazurilor, aceste construcții se caracterizează printr-o încărcare distribuită pe înălțime, provenită din greutatea proprie. Așa cum s-a stabilit anterior, o astfel de schemă de calcul corespunde majorității construcțiilor înalte și flexibile. Întrucît însă, în practică se întîlnește o mare varietate a modurilor de distribuție a rigidităților și a maselor pe înălțimea construcțiilor, nu se dispune de formule unice și totodată deajuns de exacte pentru determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor lor libere. În consecință, la determinarea oscilațiilor libere ale construcțiilor înalte și flexibile, în majoritatea cazurilor se aplică metodele generale ale dinamicii (v. începutul acestui capitol). Formulele pentru determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere au fost deduse numai pentru unele construcții de acest tip, în special pentru coșurile de fum.

Problema determinării oscilațiilor libere ale construcțiilor flexibile cu secțiune constantă pe înălțime (fig. 78 pînă la 80) a fost tratată anterior. Perioadele oscilațiilor lor libere se calculează cu formula (32) ca pentru o consolă obișnuită. Atunci cînd este necesar să se țină seama de deformațiile terenului de fundație, coeficientul α_i din această formulă se determină din diagramele din fig. 67. Încărcarea uniform distribuită echivalentă se calculează cu formula (33). Ordonatele formelor oscilațiilor libere sînt date în tabela 25.

Determinarea oscilațiilor libere ale barelor cu secțiune variabilă prezintă dificultăți și există soluții definitive numai pentru anumite cazuri cum ar fi, de exemplu, barele conice. Utilizînd aceste soluții, se pot calcula oscilațiile libere ale coșurilor de fum din zidărie de cărămidă și din beton armat, la care suprafața interioară și exterioară se apropie de niște suprafețe conice. A. I. Sudnițîn [30] a dedus următoarele formule pentru perioadele și formele oscilațiilor libere ale coșurilor de fum, ținînd seama de deformațiile din încovoiere, lunecare și de cele ale terenului de fundație:

$$T_i = \frac{2\pi H^2}{\lambda_i r_0}\sqrt{\frac{\gamma}{Eg}}\ ; \tag{45}$$

$$X_{ij} = \frac{1}{1 + k\dfrac{h_j}{H}}\left(\sin\frac{\pi}{2}\frac{h_j}{H} + A_i \sin\frac{3\pi}{2}\frac{h_j}{H} + B\sin\frac{5\pi}{2}\frac{h_j}{H}\right), \tag{46}$$

în care

$$k = 0{,}75\left(\frac{I_1}{I_0} - 1\right) \quad \text{și} \quad r_0 = \sqrt{\frac{I_0}{A_0}}\ ;$$

coeficienții λ_i, A_i și B_i, corespunzători fiecărei forme a oscilațiilor, se determină cu ajutorul diagramelor din fig. 81 și 82 în raport cu parametrii $\frac{I_1}{I_0}$, $\frac{H}{r_0}$ și $\alpha_0 = \frac{2EI_0}{C_z A_f H^3}$.

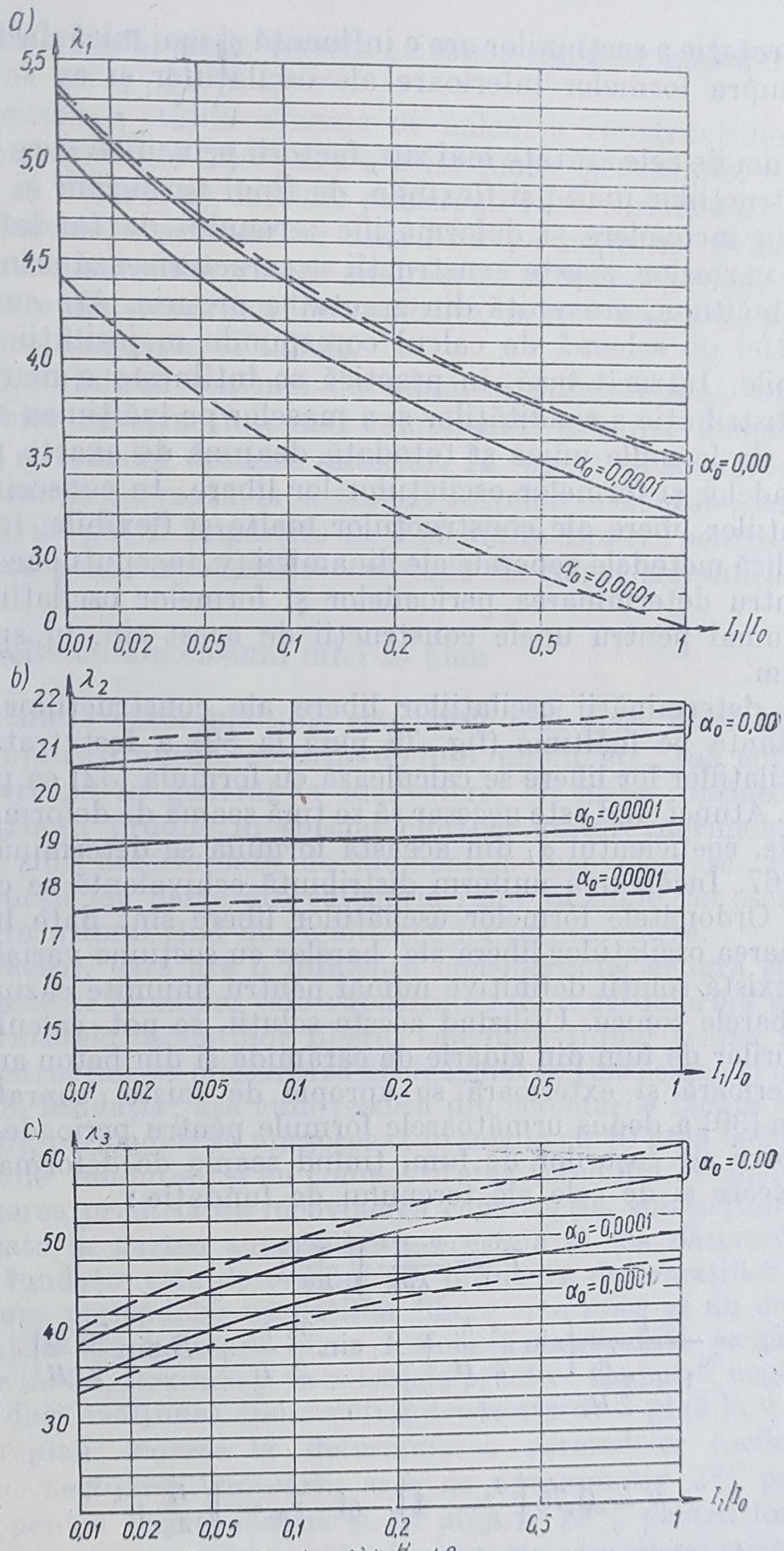


Fig. 81. Diagrame pentru determinarea coeficientului frecvenței λ a oscilațiilor libere ale coșurilor de fum:

a — pentru prima formă; *b* — pentru forma a doua; *c* — pentru forma a treia.

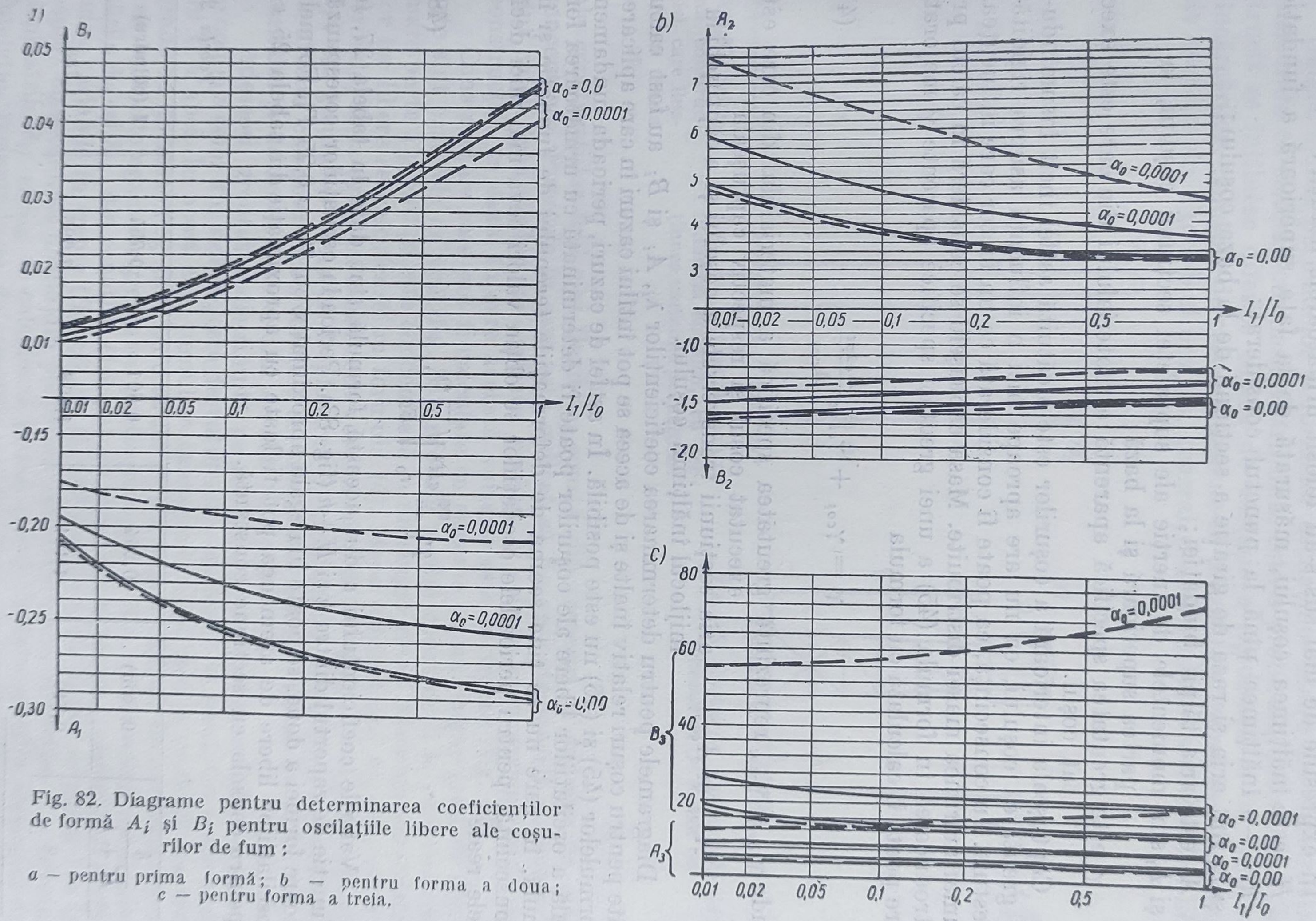


Fig. 82. Diagrame pentru determinarea coeficienților de formă A_i și B_i pentru oscilațiile libere ale coșurilor de fum :

a — pentru prima formă; *b* — pentru forma a doua; *c* — pentru forma a treia.

În expresiile de mai sus s-au folosit următoarele notații:

H este înălțimea coșului, măsurată de la fața superioară a fundației;

h_j — înălțimea pînă la punctul considerat;

A_0 și r_0 sînt aria și raza de girație a secțiunii de la baza coșului;

A_f este aria tălpii fundației;

I_1 și I_0 sînt momentele de inerție ale suprafeței secțiunii coșului, la partea superioară și la bază;

γ este greutatea specifică aparentă a materialului din care este executat coșul.

Căptușeala interioară a coșurilor este alcătuită astfel încît însumîndu-se cu greutatea coșului, ea nu are aproape nici o influență asupra rigidității acestuia. În consecință, ea poate fi considerată ca un factor care influențează numai mărimea masei distribuite. Masa căptușelii se consideră în calcul prin introducerea în formula (45) a unei greutăți specifice aparente γ majorate, care poate fi calculată cu formula

$$\gamma = \gamma_{coș} + \gamma_{căpt}\frac{A_{căpt}}{A_{coș}}, \tag{47}$$

unde $\gamma_{coș}$ și $\gamma_{căpt}$ reprezintă greutatea specifică a materialului din care este executat coșul și respectiv căptușeala;

$A_{coș}$ și $A_{căpt}$ — aria secțiunii transversale a coșului și a căptușelii la mijlocul înălțimii coșului.

Diagramele pentru determinarea coeficienților λ_i, A_i și B_i au fost calculate pentru coșuri relativ înalte și de aceea se pot întîlni cazuri în care aplicarea formulelor (45) și (46) nu este posibilă. În astfel de cazuri, perioada fundamentală a oscilațiilor libere ale coșurilor poate fi determinată cu următoarea formulă, în care nu se ține seama de deformațiile terenului de fundație și în consecință, pentru perioadele oscilațiilor se obțin valori ceva mai mici decît cele reale:

$$T_1 = \frac{cH^2}{r_0}\sqrt{\frac{\gamma}{Eg}}\ ^{*)}, \tag{48}$$

Valorile coeficientului c din această formulă sînt date în tabela 27, în funcție de raportul dintre h și $H+h$ (fig. 83). Perioada oscilațiilor corespunzătoare formei a doua, se poate lua egală aproximativ cu $T_2 \approx 0{,}25\ T_1$. Formele oscilațiilor libere de asemenea pot fi luate cu aproximație din tabela 25 ca pentru consola cu secțiune constantă.

Tabela 27

$\frac{h}{H+h}$	0 (con)	0,264	0,501	0,754	1 (cilindru)
c	0,719	1,101	1,368	1,695	1,788

*) Această formulă a fost dedusă de Mononobe.

Determinarea perioadelor şi formelor oscilaţiilor libere ale construcţiilor, considerate ca sisteme cu masa distribuită, este o problemă destul de dificilă, întrucît se întîlnesc diferite cazuri de variaţie a rigidităţii şi de distribuire a încărcărilor. Soluţiile de care se dispune în prezent se referă la construcţiile cele mai simple. Procedeul practic, general, de determinare a oscilaţiilor libere

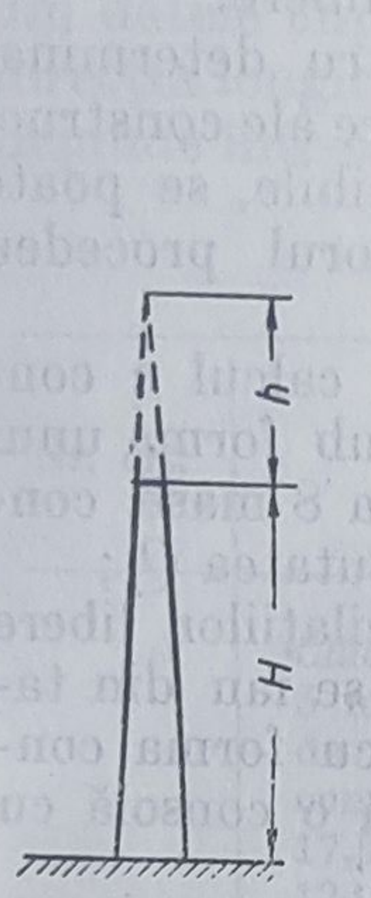


Fig. 83. Schema construcţiei care ilustrează tabela 27.

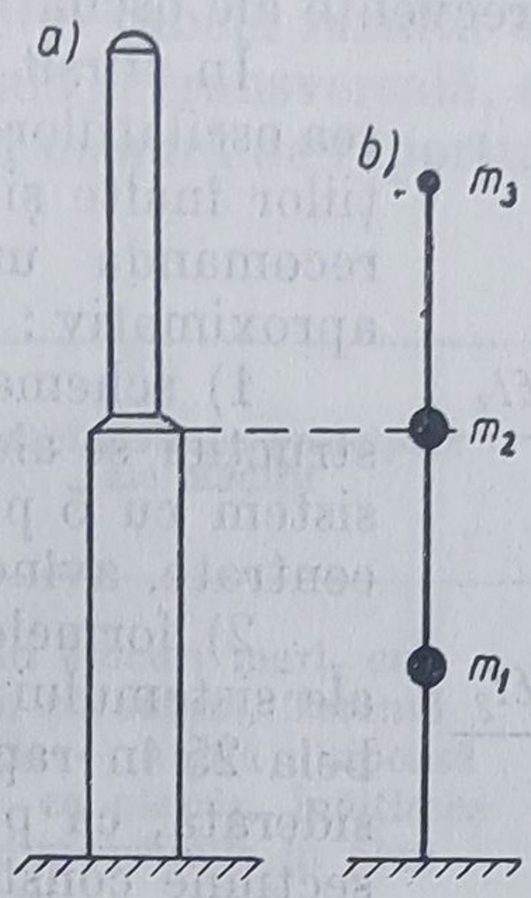


Fig. 84. Coloană pentru industria chimică, cu secţiunea variabilă pe înălţime.

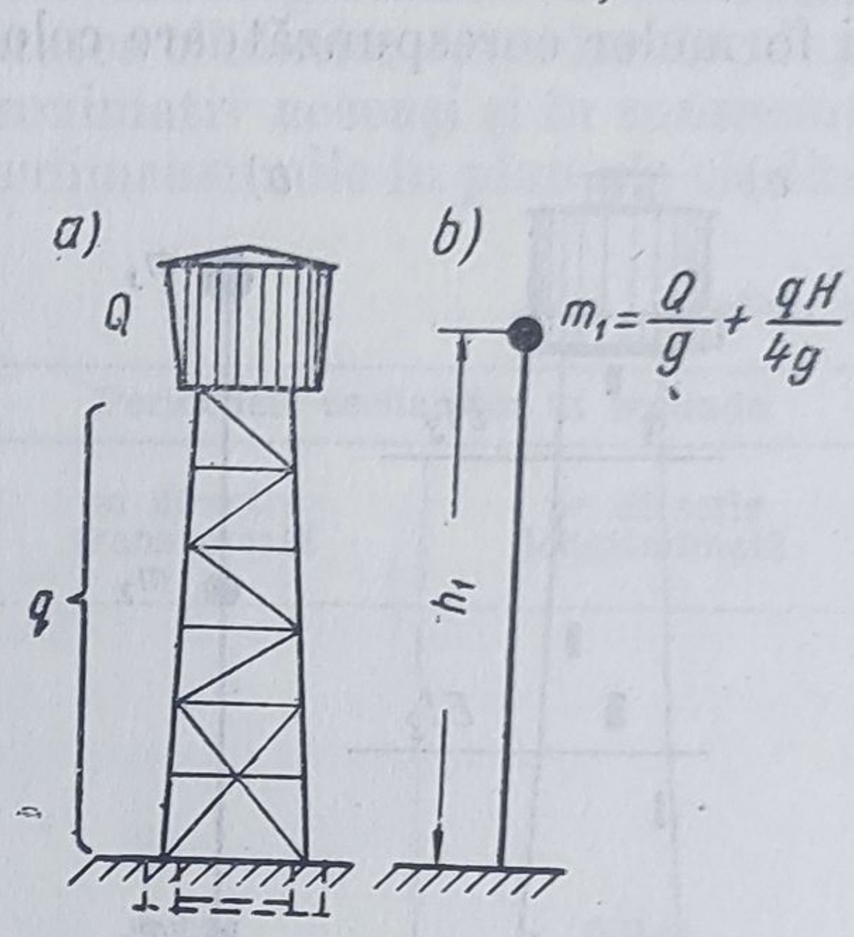


Fig. 85. Castel de apă metalic (*a*) şi schema sa de calcul (*b*).

ale construcţiilor înalte şi flexibile, constă din trecerea la sisteme cu mase concentrate. Punctele în care este indicat să fie aplicate masele concentrate sînt cotele încărcărilor concentrate, precum şi cele în care variază secţiunea construcţiei, în cazul în care această variaţie este în trepte (fig. 84).

Construcţiile care pot fi calculate ca sisteme cu un singur grad de libertate sînt castelele de apă (fig. 85), precum şi alte construcţii la care cea mai mare parte a greutăţii este concentrată la un singur nivel. Perioadele oscilaţiilor lor libere se calculează cu formula (4). Masa concentrată m_1 din această formulă, se ia egală cu masa rezervorului umplut cu apă, la care se adaugă 1/4 din greutatea turnului. Deplasarea δ_{11} produsă de o forţă unitară aplicată la nivelul centrului rezervorului, se calculează ţinînd seama de deformaţia turnului şi de aceea a terenului de sub fundaţie.

Adeseori, greutatea distribuită pe înălţime a castelelor de apă din beton armat şi a celor din zidărie, este destul de mare în raport cu greutatea rezervorului şi a apei. În acest caz, turnul se calculează ca un sistem cu două sau trei grade de libertate (fig. 86). La o astfel de schemă de calcul, fiecare masă concentrată este egală cu greutatea porţiunii respective a construcţiei, iar deplasările δ_{kj} şi δ_{kk} din ecuaţiile (16) pot fi calculate ca pentru o consolă cu secţiunea variabilă în trepte (fig. 86, *c*). Rigiditatea fiecărei trepte se poate lua în raport cu secţiunea medie din porţiunea respectivă a construcţiei. La nevoie, deplasările δ_{kj} şi δ_{kk} se calculează ţinînd seama de deformaţiile terenului de fundaţie, însumîndu-se deformaţiile construcţiei cu deplasările produse de lunecarea şi rotirea fundaţiei.

Trebuie remarcat că schema de calcul sub forma unui sistem cu trei grade de libertate este indicată pentru numeroase tipuri de construcții înalte, pentru care nu se dispune de formulele necesare determinării oscilațiilor libere. O astfel de schemă de calcul este foarte convenabilă întrucît permite aflarea, fără a necesita calcule laborioase, a valorilor destul de exacte ale perioadelor și formelor corespunzătoare celor trei frecvențe ale oscilațiilor libere.

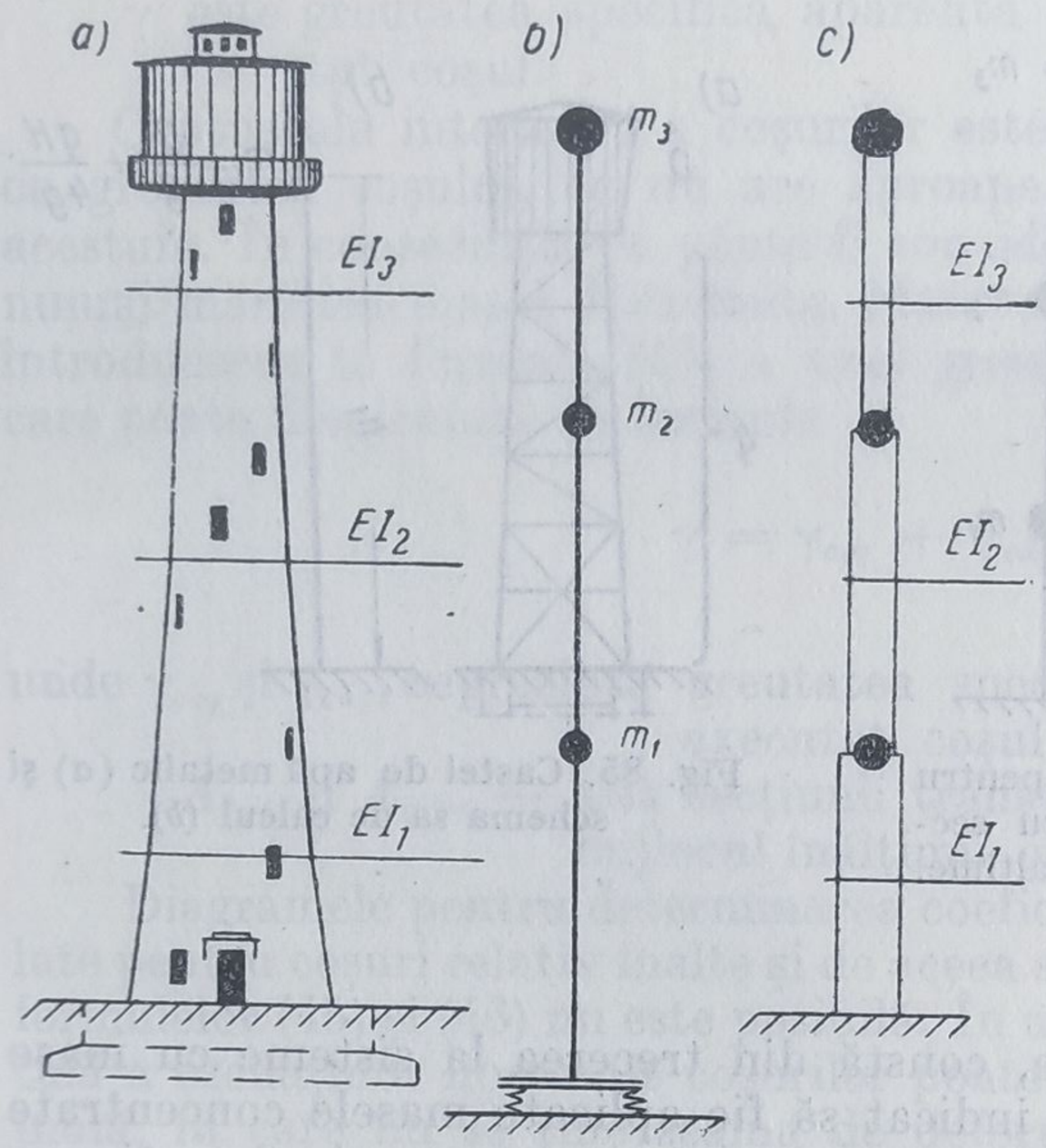


Fig. 86. Castel de apă din beton armat :
a — schema castelului de apă; *b* — schema de calcul sub forma unui sistem cu trei grade de libertate; *c* — schema aproximativă a variației rigidității.

În sfîrșit pentru determinarea oscilațiilor libere ale construcțiilor înalte și flexibile, se poate recomanda următorul procedeu aproximativ :

1) schema de calcul a construcției se alege sub forma unui sistem cu 5 pînă la 8 mase concentrate, avînd greutatea Q_j;

2) formele oscilațiilor libere ale sistemului X_{ij}^T, se iau din tabela 25 în raport cu forma considerată, ca pentru o consolă cu secțiune constantă;

3) se calculează săgeata statică f_{ik} din punctul k al sistemului, produsă de forțele $P_{ij} = Q_j X_{ij}^T$;

4) cu ajutorul formulei (49) se determină perioada oscilațiilor libere corespunzătoare formei i

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{f_{ik}}{g X_{ik}^T}}. \qquad (49)$$

Perioada calculată cu formula (49) corespunde formei oscilațiilor în raport cu care au fost determinate forțele P_{ij} și deci și deplasarea f_{ik}. Eroarea la determinarea perioadei oscilațiilor corespunzătoare formei a doua și în special formei a treia, este cu atît mai mică, cu cît este mai mare numărul de mase concentrate din schema de calcul.

Clădiri cu pereți portanți din zidărie

Oscilațiile clădirilor cu pereți portanți sînt condiționate de deformațiile sistemului spațial, multiplu static nedeterminat, pe mediu elastic. Determinarea oscilațiilor libere ale clădirilor cu o astfel de schemă de calcul este o problemă extrem de complicată. Pentru a se obține soluții practice, este necesar să se adopte o schemă de calcul mai simplă.

Natura deformațiilor clădirilor cu pereți portanți poate fi stabilită pe baza măsurătorilor efectuate asupra oscilațiilor diferitelor clădiri. Rezultatele principale obținute pe baza acestor măsurători sînt următoarele :

1) perioadele oscilațiilor libere ale clădirilor cu pereți portanți, corespunzătoare direcției longitudinale și transversale, chiar în cazurile în care lungimea

clădirii este de 3 pînă la 4 ori mai mare decît lățimea, fie că sînt egale între ele, fie că prezintă diferențe neglijabile.

2) formele oscilațiilor clădirilor se apropie de forma (deformata) oscilațiilor barei care lucrează la lunecare (v. fig. 74). În tabela 28 se dau valorile perioadelor oscilațiilor libere, determinate pe bază de măsurători, la clădirile executate din diferite materiale de zidărie, pe terenuri de fundație diferite. Întrucît perioada oscilațiilor libere caracterizează rigiditatea construcției, din datele cuprinse în tabelă rezultă că rigiditatea clădirilor considerate, după direcția longitudinală și transversală, este aproximativ aceeași și în consecință depinde într-o mică măsură de raportul dintre dimensiunile în plan ale clădirii.

Tabela 28

Nr. crt.	Caracteristicile principale ale clădirii	Perioadele oscilațiilor în secunde	
		pe direcție transversală	pe direcție longitudinală
1	Clădire din blocuri mari, cu 5 niveluri, cu subsol. Terenul de fundație — argilă nisipoasă compactă, cu pietriș. Înălțimea 17,5 m; dimensiunile în plan 12 × 36 m	0,244	0,241
2	Clădire din zidărie de cărămidă cu 6 niveluri, cu subsol. Terenul de fundație — argilă nisipoasă. Înălțimea 25 m, dimensiunile în plan ale clădirii 12 × 48 m.	0,37 — 0,39	0,37 — 0,39
3	Clădire din blocuri de beton cu zgură cu 3 niveluri. Terenul de fundație — argilă nisipoasă compactă. Înălțimea 11 m; dimensiunile în plan 12 × 30 m	0,17 — 0,19	0,16 — 0,19
4	Clădire din panouri mari cu 5 niveluri, cu subsol. Terenul de fundație — nisipos. Înălțimea 16,5 m; dimensiunile în plan 12 × 72 m	0,28 — 0,32	0,22 — 0,25

Pe baza datelor menționate, s-a propus [11, 13] ca la clădirile cu pereți portanți, deformația de lunecare a pereților să fie considerată ca factorul principal care condiționează rigiditatea acestor clădiri. Pe lîngă aceasta, rigiditatea clădirilor este condiționată într-o anumită măsură de deformațiile terenului de fundație, iar la clădirile cu multe niveluri crește și influența deformațiilor din încovoiere. Ultimele două tipuri de deformații sînt însă factori secundari în comparație cu deformațiile din lunecare.

Astfel, de exemplu, admițînd că terenul de fundație este absolut rigid, perioada fundamentală a oscilațiilor libere ale unei clădiri cu șase niveluri,

calculată după direcția transversală, ținînd seama de deformațiile din încovoiere și lunecare, este cu 10 pînă la 15% mai mare decît perioada la calculul căreia s-a ținut seama numai de lunecare [11]. Dacă, pe lîngă aceasta, se ține seama de deformațiile terenului de fundație, influența încovoierii se micșorează pînă la 5—7%. Încovoierea are o influență și mai mică la calculul clădirilor cu mai puține niveluri. Pe de altă parte, se știe că rolul încovoierii se micșorează în comparație cu acela al lunecării, în cazul formelor superioare ale oscilațiilor.

Deformațiile terenului de fundație au o influență mai mare decît încovoierea asupra oscilațiilor libere ale clădirilor cu pereți portanți; la clădirile joase și mijlocii, perioadele oscilațiilor la determinarea cărora se ține seama de deformațiile terenului de fundație, cresc cu 20 pînă la 30% în cazul oscilațiilor după prima formă, cu 7 pînă la 15% în cazul oscilațiilor după forma a doua și cu 5 pînă la 10% în cazul oscilațiilor după forma a treia [20].

Astfel, schema de calcul a clădirii cu pereți portanți se poate lua sub forma unui sistem care lucrează la lunecare, situat pe mediu deformabil și avînd masa uniform distribuită pe înălțime (v. fig. 69, *a*). În cele ce urmează sînt analizați factorii care condiționează rigiditatea acestei scheme de calcul aplicată la clădiri.

Prin analogie cu bara, rigiditatea clădirii poate fi exprimată prin:

$$\frac{AG\,\gamma_{gol}}{k_1}, \tag{50}$$

unde A este aria în plan a pereților, G este modulul de elasticitate transversală al materialului din care sînt executați pereții, γ_{gol} este un coeficient prin care se ține seama de micșorarea rigidității, datorită golurilor din pereți și k_1 un coeficient prin care se ține seama de influența formei și dimensiunilor secțiunii (în planul clădirii) asupra deformațiilor.

Suprafața în plan a *pereților* clădirii, avînd aria A este un profil închis de dimensiuni mari, cu diafragme interioare (pereți), care datorită diafragmelor orizontale alcătuite din planșee, care uniformizează deformațiile tuturor pereților, poate fi considerat că lucrează ca o singură secțiune. Golurile din pereți măresc deformabilitatea acestora. Influența golurilor asupra deformațiilor peretelui, în funcție de raportul dintre aria golurilor și aria în plan a pereților, a fost studiată de S. V. Poliakov [22]. Utilizînd relația inversă, prin care se ține seama de variația rigidității pereților, în cazul în care procentul de goluri ajunge pînă la 70%, această relație inversă poate fi considerată liniară. Întrucît procentul de goluri din pereții portanți, în mod obișnuit, nu depășește 75%, coeficientul γ_{gol} prin care se ține seama de micșorarea rigidității, poate fi calculat cu formula aproximativă

$$\gamma_{gol} = 1 - \frac{c}{0{,}85}, \tag{51}$$

în care c este raportul dintre ariile în plan ale golurilor și ale pereților. Formula (51) este aproximativă și pentru faptul că a fost dedusă pentru goluri de înălțime mijlocie, caracteristice construcțiilor civile și în această formulă nu se ține seama de înălțimea lor efectivă. Cu ajutorul coeficientului γ_{gol},

rigiditatea variabilă a pereților, datorită golurilor, poate fi înlocuită printr-o rigiditate oarecare medie, constantă pe înălțimea clădirii.

Deformațiile construcției care lucrează la lunecare, depind de *forma și de dimensiunile secțiunii sale transversale*. Relația dintre capacitatea clădirilor de a se deforma și coeficientul de formă al secțiunii k_1 este diferită de relația corespunzătoare barelor cu secțiune plină. Deformațiile clădirii antrenează deformarea a numeroase elemente de construcție (pereți despărțitori, buiandrugi etc.) și materialul din care este executată construcția are o comportare mult mai complexă decît în cazul barei simple. În consecință, relațiile care se folosesc pentru determinarea deformațiilor din lunecare ale barei nu pot fi aplicate întocmai în cazul deformațiilor unei clădiri. Totodată, aplicarea riguroasă a coeficientului de formă a secțiunii conduce la concluzia că deformațiile clădirilor în sens transversal trebuie să fie mult mai mari decît în sens longitudinial, ceea ce este în contradicție cu rezultatele cercetărilor experimentale, care au arătat că rigiditățile clădirilor sînt apropiate între ele, după ambele direcții*). Întrucît însă, deformațiile din lunecare au un rol primordial în comportarea pereților de la acest tip de clădiri, coeficientul de formă al secțiunii trebuie luat totuși în considerație. Pentru calculul clădirilor cu pereți interiori, valoarea acestui coeficient poate fi luată constantă și egală cu valoarea medie posibilă : $k_1 = 2{,}4$. O valoare a lui k_1 apropiată de aceasta este recomandată de Jacobsen [37].

Modulul de elasticitate transversală G al zidăriei pereților depinde de mai mulți factori care, în condiții reale, pot suferi variații importante și de aceea valoarea modulului care se introduce în calcul, este într-o mare măsură aproximativă. Din cercetările făcute de S. V. Poliakov [22] rezultă că asupra valorii modulului de elasticitate transversală are o mare influență deformația specifică a zidăriei γ, dar în același timp acest modul, practic, nu depinde de numărul ciclurilor de încărcare (dacă acest număr este mai mare decît 50). Pe diagrama construită pe baza rezultatelor încercărilor făcute pe zidărie de cărămidă (fig. 87) se vede că în cazul deformațiilor mari, modulul de elasticitate transversală G are valoarea $\sim 0{,}25\ E_0$. O dată cu micșorarea deformațiilor, valoarea modulului G crește, putînd depăși de mai multe ori valoarea de mai sus. Se poate admite că o relație analogă există și la alte tipuri de zidării. Ținînd seama de faptul că deformațiile construcțiilor ajung la valori foarte mari sub acțiunea încărcărilor seismice, la calculul construcțiilor de zidărie, se poate lua $G = 0{,}25\ E_0$. Modulul de elasticitate transversală al zidăriei crește o dată cu încărcarea verticală, însă valoarea sa pe înălțimea clădirii poate fi considerată constantă, deoarece o dată cu creșterea încărcării verticale înspre baza clădirii, crește și deformația specifică a zidăriei, care are asupra modulului de elasticitate transversală o influență opusă față de aceea a încărcării,

---

*) De exemplu la clădirile de locuit obișnuite, avînd dimensiunile în plan de 12 × 36 m, valoarea coeficientului k_1, calculată în raport cu axa longitudinală, este de 2,3 ori mai mare decît aceea calculată în raport cu axa transversală. În consecință, rigiditățile ar trebui să varieze în același raport; în realitate însă, ele sînt apropiate între ele, deoarece perioadele oscilațiilor, libere ale acestor clădiri, determinate în raport cu cele două axe, sînt practic egale.

normale. Pentru a ține seama de variația modulului de elasticitate transversală G și de natura materialului zidăriei, trebuie considerat modulul de elasticitate la compresiune E_0, a cărui valoare depinde de natura zidăriei și de rezistența materialelor și care este indicată în normele privind proiectarea construcțiilor de zidărie.

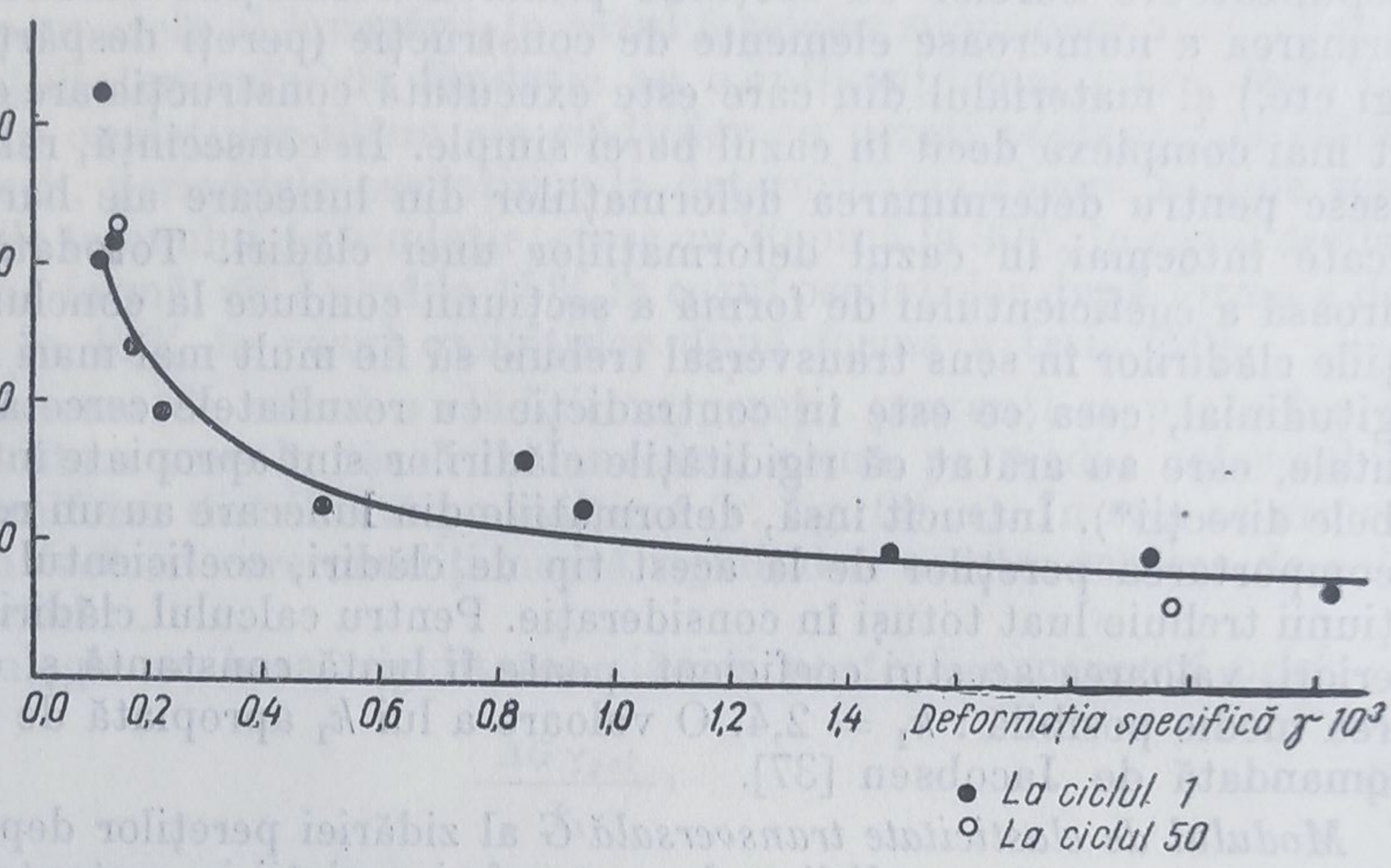


Fig. 87. Diagrama de variație a modulului de elasticitate transversală G al zidăriei de cărămidă în raport cu deformația specifică γ.

Rigiditatea terenului de fundație al clădirilor depinde de dimensiunile fundațiilor, de compactitatea terenului și de natura deformațiilor sale produse în urma deplasării fundațiilor. Atunci cînd nu se dispune de date asupra caracteristicilor elastice ale terenului, iar fundațiile sînt continue, pentru calculul rigidității terenului de fundație al clădirilor se pot folosi, prin aproximație, caracteristicile corespunzătoare fundațiilor dreptunghiulare, din tabela 26. Pentru determinarea dimensiunilor fundațiilor clădirilor se pot face unele simplificări. Dimensiunile generale ale fundațiilor sînt condiționate de dimensiunile în plan ale clădirii și depind într-o măsură mai mică de adîncimea reală de fundare. La majoritatea clădirilor de tipul considerat, înălțimea fundațiilor continue variază între limite apropiate și în vederea simplificării calculului se poate lua de 1,5 ori mai mare decît lățimea fundației. În consecință, se poate considera că suprafața laterală a fundațiilor continue este aproximativ de trei ori mai mare decît suprafața tălpii. De asemenea se poate admite că suprafețele fundațiilor pereților longitudinali și transversali sînt egale. Ținînd seama că pentru rigiditatea terenului s-au folosit caracteristici aproximative, și că în general, la proiectare ele nu se determină cu o exactitate deosebită, nici determinarea dimensiunilor fundațiilor nu trebuie făcută cu o precizie mai mare.

Deplasarea orizontală, prin translație, a fundației care condiționează rigiditatea la lunecare a terenului de fundație, este însoțită de lunecarea uni-

formă a terenului pe suprafața tălpii și pe suprafețele laterale paralele cu sensul deplasării. Totodată se produce o comprimare uniformă a terenului pe suprafețele laterale situate perpendicular față de sensul deplasării. Rigiditatea corespunzătoare unei astfel de deplasări, ținînd seama de simplificările admise anterior, se exprimă prin relația:

$$K_x = C_x(A_f + 0{,}5 \cdot 3A_f) + C_z\, 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 3A_f \approx 2{,}5 C_z A_f, \qquad (52)$$

în care A_f este aria tălpii fundației, iar C_x și C_z sînt coeficienții de rigiditate ai terenului.

Analog, se poate deduce următoarea expresie a rigidității la rotire a terenului de fundație:

$$K_\varphi = C_{\varphi z}\,(I_f + 0{,}1\, I_f) + C_x\, 0{,}5 \cdot 3I_f + C_{\varphi x} 0{,}5 \cdot 3I_f \approx 5{,}3\, C_z I_f \qquad (53)$$

în care I_f este momentul de inerție al suprafeței tălpii fundației.

Deoarece fundația condiționează rigiditatea încastrării clădirii în teren, înălțimea de calcul a clădirii se măsoară de la suprafața solului. Înălțimea clădirilor cu subsol se măsoară de la nivelul pardoselii subsolului.

Încărcarea principală la clădirile cu pereți portanți o constituie, în mod obișnuit, greutatea proprie a pereților. Greutatea planșeelor și încărcarea utilă a acestora reprezintă un procent mult mai mic din greutatea totală a clădirii. Astfel, de exemplu, greutatea unui metru liniar de pereți și pereți despărțitori, pe înălțime, este de 127,5 tf/m; greutatea planșeului împreună cu încărcarea utilă este de 162 tf, care fiind transformată într-o încărcare uniform distribuită pe înălțimea etajului, este de 51 tf/m, adică reprezintă mai puțin de 30% din încărcarea totală liniară. În consecință, în schema de calcul a clădirilor cu pereți portanți, masa acestora poate fi considerată uniform distribuită.

Pentru schema de calcul adoptată (v fig. 69, *a*) și din considerentele expuse anterior, perioadele și formele oscilațiilor libere ale clădirilor cu pereți portanți, de înălțime mică și mijlocie, pot fi calculate cu următoarele formule:

$$T_i = \frac{2\pi H}{\alpha_i}\sqrt{\frac{mk_1}{AG\gamma_{gol}}} = \frac{9{,}75\, H}{\alpha_i}\sqrt{\frac{m}{AG\gamma_{gol}}}\,; \qquad (54)$$

$$X_{ij} = \sin\frac{\alpha_i}{H}h_j + A_i \cos\frac{\alpha_i}{H}h_j. \qquad (55)$$

În aceste formule, coeficientul frecvenței α_i, corespunzător primei forme a oscilațiilor, se determină după diagrama din fig. 88, în funcție de $v = \frac{K_\varphi k_1}{AG\gamma_{gol}H} = \frac{12\, C_z I_f}{AG\gamma_{gol}H}$, iar pentru forma a doua și a treia α_i se ia egal, respectiv cu $\alpha_2 = 4{,}25$ și $\alpha_3 = 7{,}4$.

Coeficientul de formă a oscilațiilor A_i din formula (55) se determină în funcție de v și $u = \frac{K_x k_1 H}{AG\gamma_{gol}} = \frac{6\, C_z A_f H}{AG\gamma_{gol}}$ cu ajutorul diagramelor din fig. 89;

ținînd seama de valorile lui u și v determinate pentru diferite clădiri, coeficientul A_i corespunzător oscilațiilor după prima formă, se poate lua $A_1 = 0{,}07$.

Pereții clădirilor cu peste trei niveluri, executați din cărămidă sau din blocuri mici, în mod obișnuit, la etajele inferioare au grosimi mai mari decît la cele superioare. Perioadele oscilațiilor lor libere se pot determina de ase-

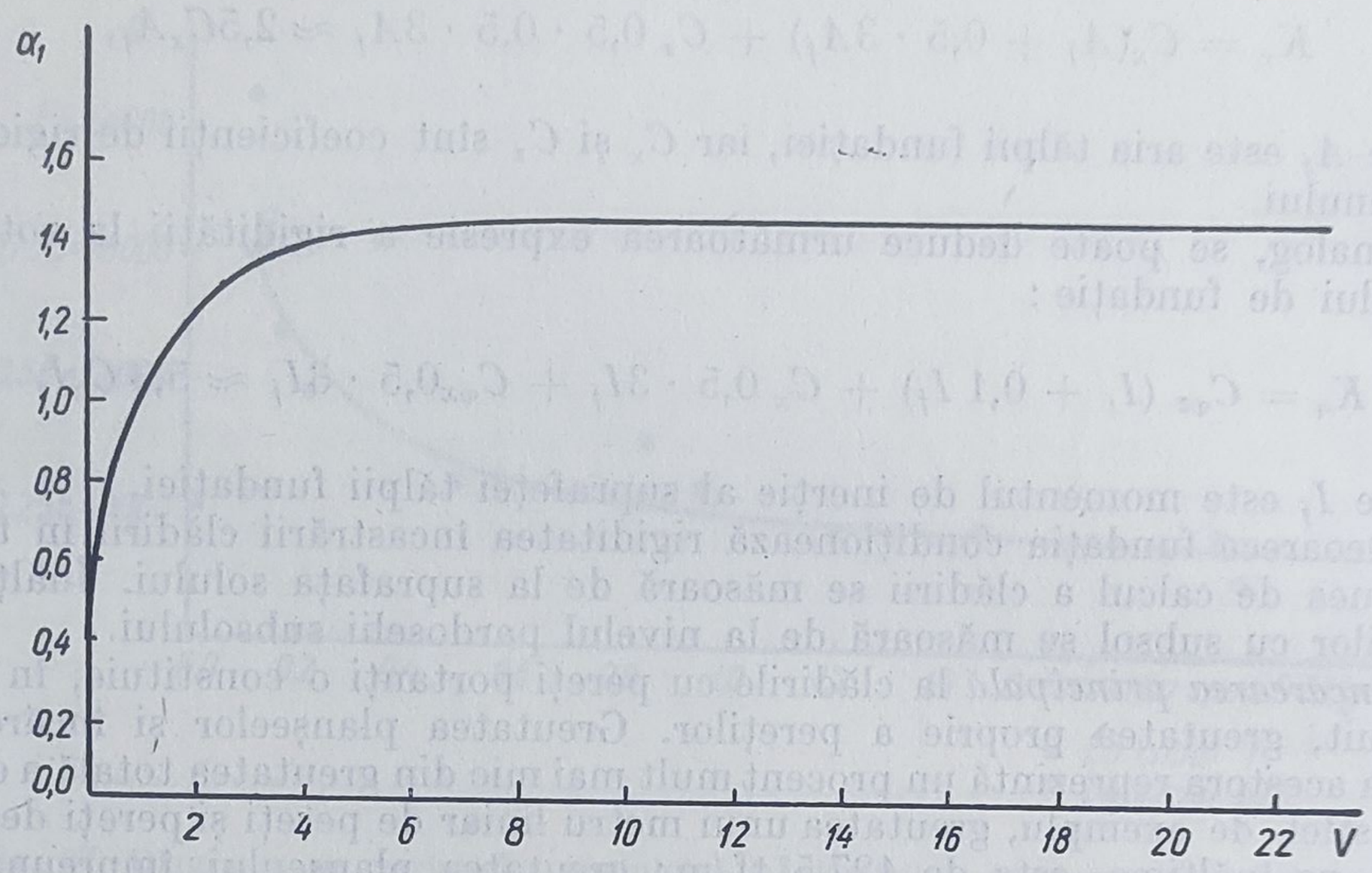


Fig. 88. Diagrama coeficientului α_1 pentru oscilațiile fundamentale ale clădirilor.

menea cu formula (54), însă cu condiția ca valorile lui m și A să corespundă unui același nivel al clădirii. Formele oscilațiilor libere ale acestor clădiri se pot determina, prin aproximație, cu formula (55). Forma oscilațiilor fundamentale se determină mai exact cu ajutorul expresiilor:

— pentru porțiunea inferioară

$$X_{1j} = \sin \frac{\alpha_1}{H} h_j + A_1 \cos \frac{\alpha_1}{H} h_j, \quad (0 \leqslant h_j \leqslant h_T); \tag{56}$$

— pentru porțiunea superioară

$$X_{1j} = X_1(h_1) + \sin \frac{\alpha_1}{H - h_1} (h_j - h_1) + A_1 \frac{F_2}{F_1} \cos \frac{\alpha_1}{H - h_1} (h_j - h_1)$$

$$(h_1 < h_j \leqslant H), \tag{56'}$$

în care F_1 și F_2 reprezintă aria în plan a pereților de la nivelul inferior și de la cel superior;

h_1 — înălțimea porțiunii inferioare îngroșate a pereților.

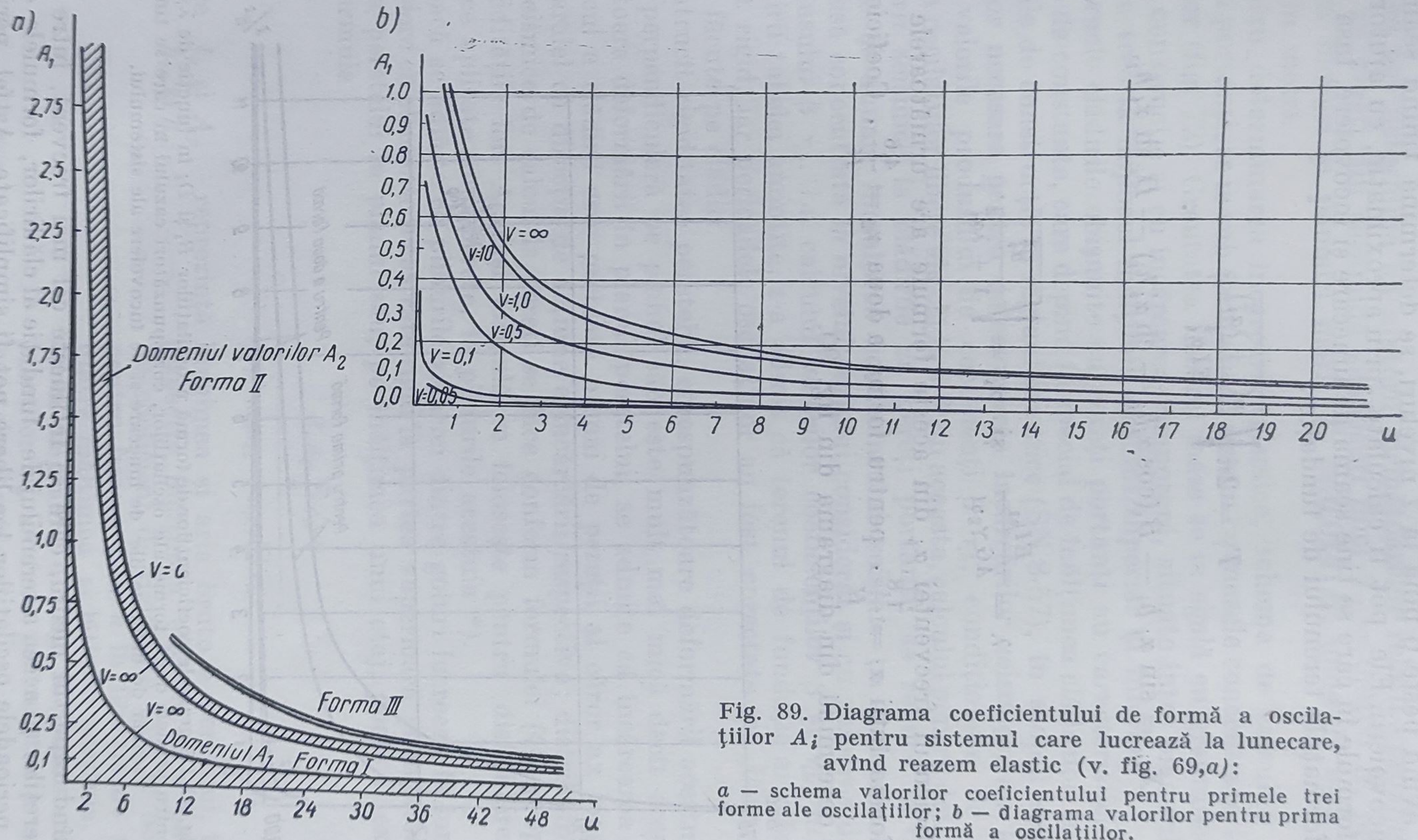


Fig. 89. Diagrama coeficientului de formă a oscilaţiilor A_i pentru sistemul care lucrează la lunecare, avînd reazem elastic (v. fig. 69,*a*):

a — schema valorilor coeficientului pentru primele trei forme ale oscilaţiilor; *b* — diagrama valorilor pentru prima formă a oscilaţiilor.

Perioadele și formele oscilațiilor libere ale clădirilor înalte cu pereți portanți, avînd peste 6 pînă la 7 niveluri, se determină ținînd seama de influența încovoierii. Ele pot fi calculate, prin aproximație, cu ajutorul următoarelor formule în care se ține seama de lunecare și încovoiere, însă se neglijează deformațiile terenului de fundație :

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m(1+\lambda\alpha_i^2)}{EI\,\alpha_i^4}}\,; \tag{57}$$

$$X_{ij} = \sin \alpha_i\, h_j - B_i(\cos \alpha_i h_j - \operatorname{ch} \alpha_i' h_j) - D_i \operatorname{sh} \alpha_i' h_j, \tag{58}$$

în care

$$\lambda = \frac{EI_{k1}}{AG\,\gamma_{gol}} \quad \text{și} \quad \alpha_i' = \sqrt{\frac{\alpha_i^2}{1+\lambda\alpha_i^2}}.$$

Coeficientul frecvenței α_i din aceste formule are următoarele valori : pentru forma întîi $\alpha_i = \frac{1{,}8}{H}$, pentru forma a doua $\alpha_2 = \frac{4{,}6}{H}$. Coeficienții B_i și D_i se determină din diagrama din fig. 90.

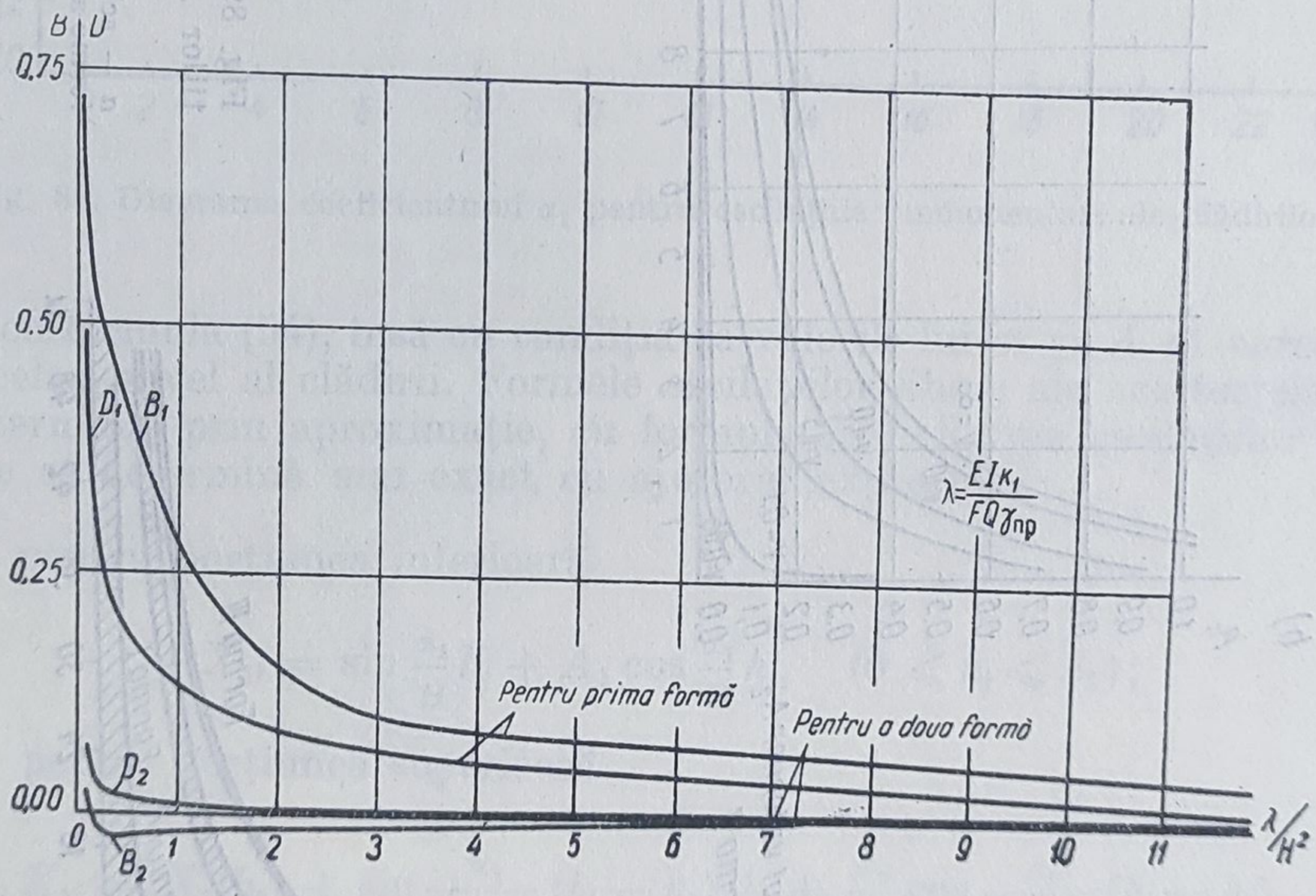


Fig. 90. Diagramele coeficienților de formă a oscilațiilor B_i și D_i în funcție de λ/H^2, pentru primele două forme ale oscilațiilor, corespunzători cazului în care se ține seama de deformațiile de lunecare și de încovoiere ale sistemului.

Luînd raportul mediu, care se întîlnește cel mai frecvent, între rigiditatea pereților și aceea a terenului de fundație al clădirilor, formulele deduse pentru perioadele oscilațiilor lor libere pot fi simplificate. Astfel, perioadele fundamentale ale oscilațiilor construcțiilor civile cu un număr mijlociu de

niveluri se pot determina cu ajutorul următoarelor relații aproximative : la clădirile cu pereți din cărămidă și blocuri mici $T_1 = 0{,}0165\ H$, pentru clădirile din blocuri și panouri mari, $T_1 = 0{,}014\ H$, unde H este înălțimea clădirii în metri.

Pentru determinarea încărcării seismice, schema de calcul a clădirilor cu pereți portanți, se ia sub forma unui sistem cu masele concentrate la nivelul planșeelor (fig. 72). Greutatea fiecărei mase se ia egală cu greutatea elementelor de construcție și cu încărcarea temporară, situate între planurile orizontale care trec la mijlocul înălțimii etajului superior și inferior.

Întrucît clădirile obișnuite cu pereți portanți au caracteristici dinamice deajuns de constante, care depind în special de înălțimea clădirilor, în Normele și regulile de construcție în regiuni seismice (SN 8-57), în scopul simplificării calculelor necesare pentru determinarea încărcărilor seismice, au fost întabulate valorile produsului de coeficienți $\beta\ \eta_k$, condiționate de perioada și forma oscilațiilor libere ale clădirii. Prin aceasta, calculul pentru determinarea încărcării seismice la clădirile cu pereți portanți, se reduce la o singură operație și anume înmulțirea coeficientului seismic cu greutatea clădirii, presupusă concentrată la nivelul etajului considerat și cu valoarea din tabelă a produsului $\beta\ \eta_k$. La calculul valorilor coeficienților β și η_k, în vederea întocmirii tabelei amintite, s-a admis că terenul de fundație al clădirii este absolut rigid, iar perioadele oscilațiilor au fost corectate pe baza măsurătorilor făcute pe clădiri.

Întrucît rigiditatea peretelui, corespunzătoare deformării acestuia pe direcția perpendiculară pe planul său este mult mai mică decît aceea corespunzătoare deformării în planul peretelui, se admite că încărcarea seismică de calcul a clădirii este preluată numai de pereții al căror ax longitudinal este paralel cu direcția de acțiune a încărcării respective; distribuirea încărcării seismice de calcul la pereți se face conform formulei (44) proporțional cu rigiditățile lor. Aceeași formulă se folosește pentru distribuirea forței seismice aplicate unui perete, la plinurile acestuia *).

Dacă se admite că plinurile zidăriei dintre goluri lucrează la lunecare și încovoiere ca elemente încastrate rigid la partea superioară și inferioară, rigiditatea peretelui în planul său, pe înălțimea unui etaj, poate fi exprimată prin formula

$$c_s = \frac{E_0 A_p \sum_u c'_u}{l_p + 4{,}8\,(h_{et} - h_{pl}) \sum_u c'_u}, \qquad (59)$$

în care l_p și A_p reprezintă lungimea și aria bruto a peretelui, în plan;
h_{et} și h_{pl} — respectiv înălțimea etajului și a plinurilor;
c'_u — un coeficient de rigiditate care se determină pentru fiecare plin u în funcție de raportul dintre înălțimea și lățimea acestuia, cu ajutorul diagramei din fig. 91; însumarea coeficienților c'_u se face pentru toate plinurile peretelui considerat.

*) La cap. V, în formulele date pentru distribuirea încărcării seismice, se ține seama de deformațiile planșeelor.

Rigiditatea peretelui plin, pe înălțimea unui etaj, se calculează cu formula

$$c_s = E_0 d c'_s, \tag{60}$$

în care d este grosimea peretelui, iar c'_s este un coeficient care se determină cu ajutorul aceleiași diagrame din fig. 91, în funcție de raportul dintre înălțimea etajului și lungimea peretelui.

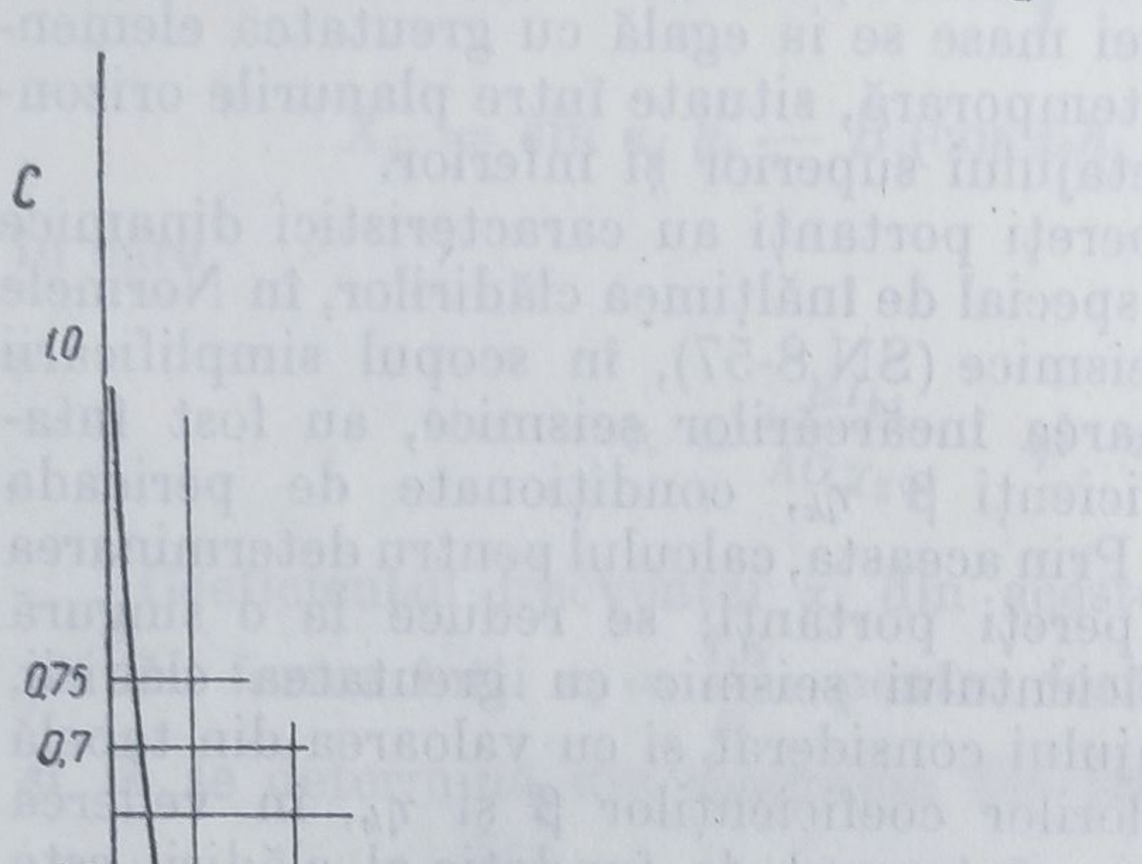


Fig. 91. Diagrama coeficientului de rigiditate a plinurilor și pereților corespunzător deformării peretelui în planul său.

Forța seismică care revine unui perete se distribuie la plinuri, proporțional cu coeficienții c'_s.

Construcții pe schelet

Partea portantă, principală a construcțiilor pe schelet, în mod obișnuit, este un schelet de beton armat, metalic sau de lemn. Rigiditatea în plan orizontal a scheletelor portante este relativ redusă; fiind executate din materiale capabile de a prelua deformații plastice considerabile, atunci cînd sînt calculate și alcătuite corect, ele constituie unul din tipurile de construcții cele mai rezistente la cutremure. Adeseori, pe lîngă scheletul portant se folosesc și alte elemente de construcție a căror rigiditate poate depăși rigiditatea scheletului (de exemplu umplutura de zidărie la clădirile pe schelet). Mărind rigiditatea construcției, aceste elemente provoacă și creșterea încărcării seismice, însă scheletului, care poate prelua forțele orizontale, îi revine o fracțiune neglijabilă din această încărcare. Cea mai mare parte a încărcării se transmite la elementele rigide cum sînt, de exemplu, pereții sau zidăria de umplutură a scheletului și care se comportă mai nefavorabil decît scheletul la acțiunea forțelor seismice. Aceasta constituie o contradicție importantă proprie clădirilor obișnuite pe schelet, care se proiectează pentru regiuni seismice și care impune căutarea unor soluții noi *). În comparație cu celelalte tipuri de construcții, cele executate pe schelet portant oferă posibilitățile cele mai variate de rezolvare a clădirilor din punct de vedere arhitec-

*) Unele dintre soluțiile raționale de clădiri pe schelet portant care se propun în prezent, sînt indicate în cap. VII.

tural şi constructiv. Pe lîngă halele industriale neetajate, a căror lungime poate fi de ordinul sutelor de metri, se proiectează clădiri şi alte tipuri de construcţii, care avînd în plan dimensiuni reduse, au înălţimi mari, tronsoane cu înălţimi diferite etc. Pe de altă parte, se întîlnesc diferite soluţii constructive atît ale scheletului propriu-zis, cît şi ale elementelor care conclucrează cu acesta (umplutura scheletului, pereţii şi alte tipuri de elemente exterioare, diferite tipuri de legături şi diafragme verticale, planşee, acoperişuri etc.). Marea varietate a soluţiilor folosite la construcţiile pe schelet portant atrage după sine diferenţierea schemelor lor de calcul. Cu toate acestea, pentru majoritatea construcţiilor pe schelet, datorită caracteristicilor lor comune, se pot folosi scheme de calcul cu structură identică.

Această observaţie se referă în special la *distribuţia greutăţii construcţiei pe schema de calcul.* La construcţiile pe schelet, încărcările verticale principale sînt preluate de acesta din urmă. Întrucît stîlpii scheletului şi elementele exterioare au o greutate relativ redusă, cea mai mare parte a greutăţii construcţiei şi a încărcărilor utile, se aplică la nivelul planşeelor şi de aceea, în schemele de calcul se admite că greutatea întregii construcţii este concentrată în dreptul planşeelor. În consecinţă de regulă, schema de calcul a construcţiilor pe schelet se ia sub forma unui sistem cu mase concentrate la nivelul riglelor (planşeelor).

Procedeele de determinare a perioadelor şi formelor oscilaţiilor libere ale acestor sisteme au fost expuse în primul paragraf al acestui capitol.

Rigiditatea construcţiilor pe schelet este condiţionată de trei factori principali: 1) rigiditatea scheletului, 2) rigiditatea umpluturii, a legăturilor şi a altor elemente care conlucrează cu scheletul sub acţiunea forţelor orizontale şi 3) deformaţiile terenului de fundaţie. Schema de calcul corespunzătoare unei astfel de interpretări a modului în care lucrează elementele construcţiei este ilustrată în fig. 92, *b* în care elementele f_j exprimă, pe etaje, rigiditatea liniară totală a stîlpilor scheletului; r_j este rigiditatea liniară totală a riglelor planşeelor de la fiecare etaj; c_j este rigiditatea umpluturii scheletului şi a diferitelor legături din cadrul unui etaj. În funcţie însă de alcătuirea constructivă a clădirii, fiecare din factorii enumeraţi poate avea un rol principal sau secundar şi în funcţie de aceasta se pot face diferite simplificări ale acestei scheme de calcul.

Astfel, de exemplu, rigiditatea unei construcţii pe cadre, fără umplutură, în majoritatea cazurilor poate fi determinată deajuns de exact, ţinînd seama numai de rigiditatea scheletului propriu-zis; deformaţiile terenului de fundaţie, în mod obişnuit, au o influenţă mică asupra deplasărilor cadrelor şi pot fi neglijate în schema de calcul (fig. 92, *c*, *d*). În schemele de calcul ale construcţiilor la care rigiditatea scheletului este comparabilă cu aceea a umpluturii, trebuie să se ţină seama de ambele rigidităţi. Influenţa deformaţiilor terenului de fundaţie asupra rigidităţii unor astfel de construcţii este ceva mai mare decît asupra scheletelor fără umplutură, însă practic, rolul său poate fi considerat secundar în comparaţie cu rigiditatea construcţiei şi în majoritatea cazurilor poate fi neglijat (fig. 92, *e*). În sfîrşit, la calculul construcţiilor la care rigiditatea umpluturii depăşeşte considerabil pe aceea a scheletului (de exemplu la construcţiile cu diafragme de beton armat sau la clădirile cu un mare număr de pereţi interiori), practic, scheletul nu are influenţă

asupra rigidității generale a construcției și în schema de calcul poate fi luată în considerație numai rigiditatea umpluturii și deformațiile terenului de fundație (fig. 92, *f*). Schema de calcul a acestor clădiri pe schelet se apropie de aceea a clădirilor cu pereți portanți.

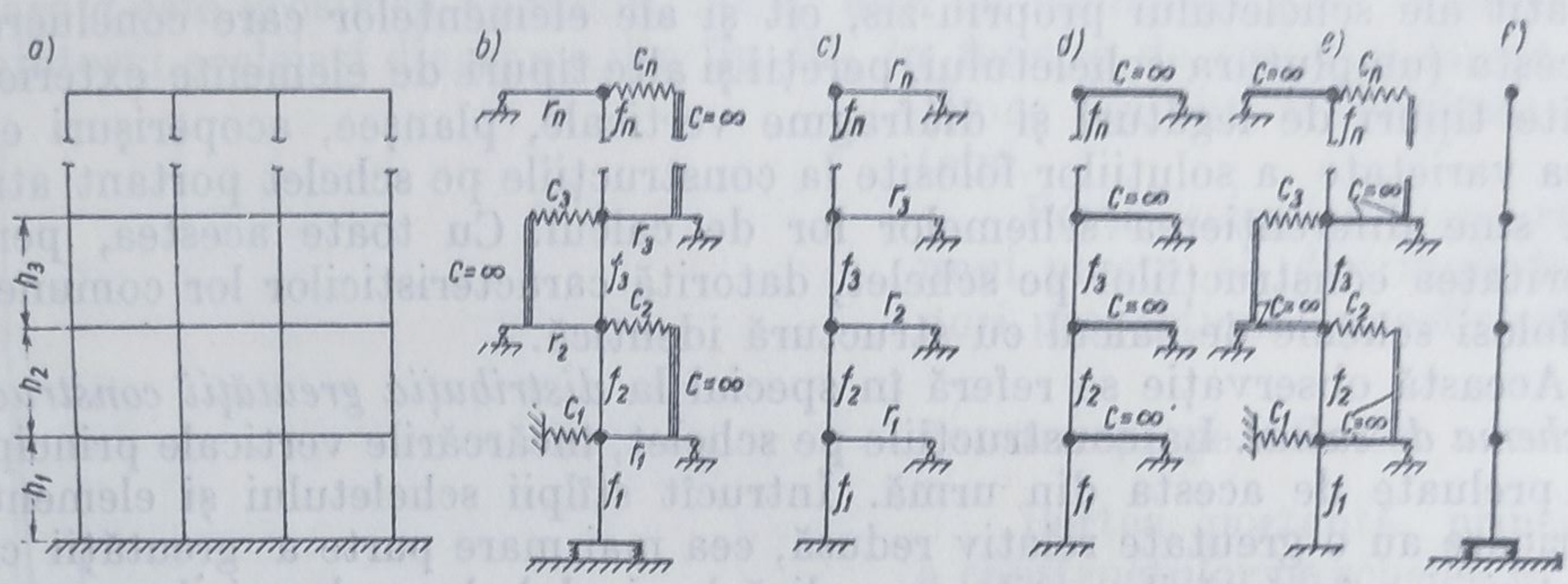


Fig. 92. Reprezentarea schematică a unei construcții pe schelet portant (*a*) și schemele de calcul posibile, corespunzătoare acesteia (*b* — *f*).

Pentru determinarea perioadelor (frecvențelor) și formelor oscilațiilor libere ale construcțiilor pe schelet, considerate ca sisteme cu mase concentrate, este necesară cunoașterea deplasărilor produse de forțe unitare la nivelul maselor concentrate [v. de exemplu, formulele (4), (11), (13) etc]. Rigiditatea construcției este caracterizată de aceste deplasări.

Rigiditatea cadrelor depinde de alcătuirea lor și în general este determinată de deformațiile stîlpilor și riglelor. Cadrele etajate care se întîlnesc cel mai frecvent sînt cele cu noduri rigide. Deplasările acestor cadre (schelete portante) se pot determina cu ajutorul formulelor deduse de E. E. Sigalov, corespunzătoare schemei de calcul din fig. 92, *c*:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12}(F_1 + R_1);\ \delta_{kk} = \frac{1}{12}\left(F_k + R_k + \frac{h_k^2}{4r_k}\right),\ (k = 2, 3, \ldots, n);$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \ldots = \delta_{1n} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1}; \qquad (61)$$

$$\delta_{kj} = \delta_{k,\,k+1} = \ldots = \delta_{kn} = \delta_{kk} + \frac{h_k h_{k+1}}{48r_k}\ (k = 2,\ 3,\ \ldots\ n),$$

în care

$$F_k = \sum_{j=1}^{k} \frac{h_j^2}{f_j};\quad R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0{,}33f_1};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0{,}33f_1};\quad R_k = R_{k-1} + \frac{(h_{k-1} + h_k)^2}{4r_{k-1}}.$$

În aceste formule prin h_j s-au notat înălțimile nivelurilor cadrului (scheletului); indicele arată numărul nivelului, începînd de jos; f_j și r_j reprezintă rigiditățile liniare totale, respectiv ale stîlpilor și riglelor, la fiecare etaj.

La clădirile pe schelet cu multe niveluri în special la cele industriale, rigiditatea liniară a riglelor poate fi de cîteva ori mai mare decît aceea a stîlpilor. În acest caz, rigiditatea scheletului este determinată aproape în întregime numai de deformațiile stîlpilor și la calculul deplasărilor produse de forțe unitare riglele pot fi tratate ca elemente absolut rigide. Schema de calcul a scheletului, corespunzătoare acestei ipoteze, este dată în fig. 92, *d*; deplasările se calculează, în acest caz, cu formula

$$\delta_{kk} = \delta_{k,k+1} \dots = \delta_{kn} = \sum_{j=1}^{k} \frac{h_j^2}{12 f_j}. \qquad (62)$$

Ordinul de mărime al erorilor la calcul deplasărilor cu ajutorul formulei simplificate (62) este următorul : atunci cînd raportul dintre rigiditatea lineară a riglelor și aceea a stîlpilor este egal cu unitatea, valorile deplasărilor sînt cu 23% mai mici decît cele calculate cu formula (61); atunci cînd raportul este doi, 12%; iar atunci cînd raportul este cinci, 4,9%.

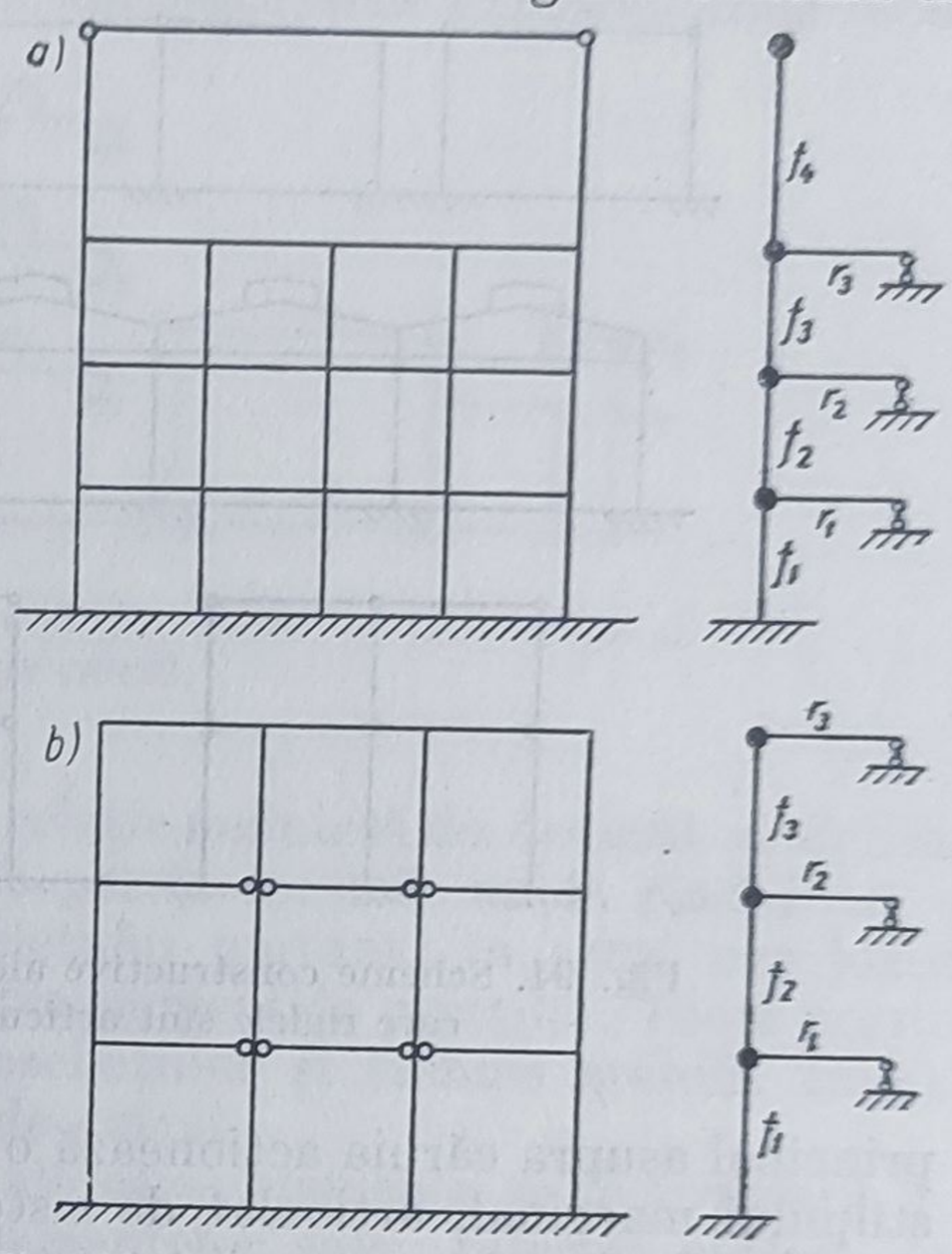


Fig. 93. Schemele constructive ale cadrelor etajate, la care unele rigle sînt articulate și schemele lor de calcul.

Cadrele pot avea și unele noduri articulate (fig. 93, *a*, *b*). Dacă rigla sau stîlpul scheletului are un reazem rigid și un altul articulat, la calculul deplasărilor scheletului cu ajutorul formulelor (61) se ia în considerație numai a patra parte din rigiditatea liniară a elementului $\left(0{,}25\,\frac{EI}{l}\right)$, iar la riglele care au ambele reazeme articulate și care nu exercită nici o influență asupra rigidității scheletului, rigiditatea liniară se neglijează (se consideră egală cu zero).

Adeseori, scheletele portante ale halelor industriale neetajate și uneori ale celor două niveluri, se proiectează astfel ca toate riglele și elementele șarpantei să fie articulate pe stîlpi (fig. 94). Deplasările acestor schelete portante se pot calcula cu formulele care exprimă deformația unei console obișnuite a cărei rigiditate (EI) la fiecare nivel, este egală cu suma rigidităților tuturor stîlpilor de la nivelul considerat. Astfel, de exemplu, dacă schema de calcul este o consolă avînd pe lungimea sa două porțiuni cu rigidități diferite, deplasările produse de forțele unitare se calculează cu formulele :

$$\delta_{11} = \frac{h_1^3}{3EI_1}\ ;\ \delta_{12} = \delta_{11}\left(1 + 1{,}5\,\frac{h_2}{h_1}\right); \qquad (63)$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{EI_1}\left(\frac{EI_1}{EI_2} \cdot \frac{h_2^3}{3} + \frac{h_1^3}{3} + h_1^2\ h_2 + h_1 h_2^2\right).$$

în care EI_1 și EI_2 sînt valorile totale ale rigidităților stîlpilor de la primul și de la al doilea nivel.

În construcții industriale, adeseori se folosesc cadre analoge cu cele ilustrate în fig. 95. Schema lor de calcul poate fi admisă sub forma unui sistem

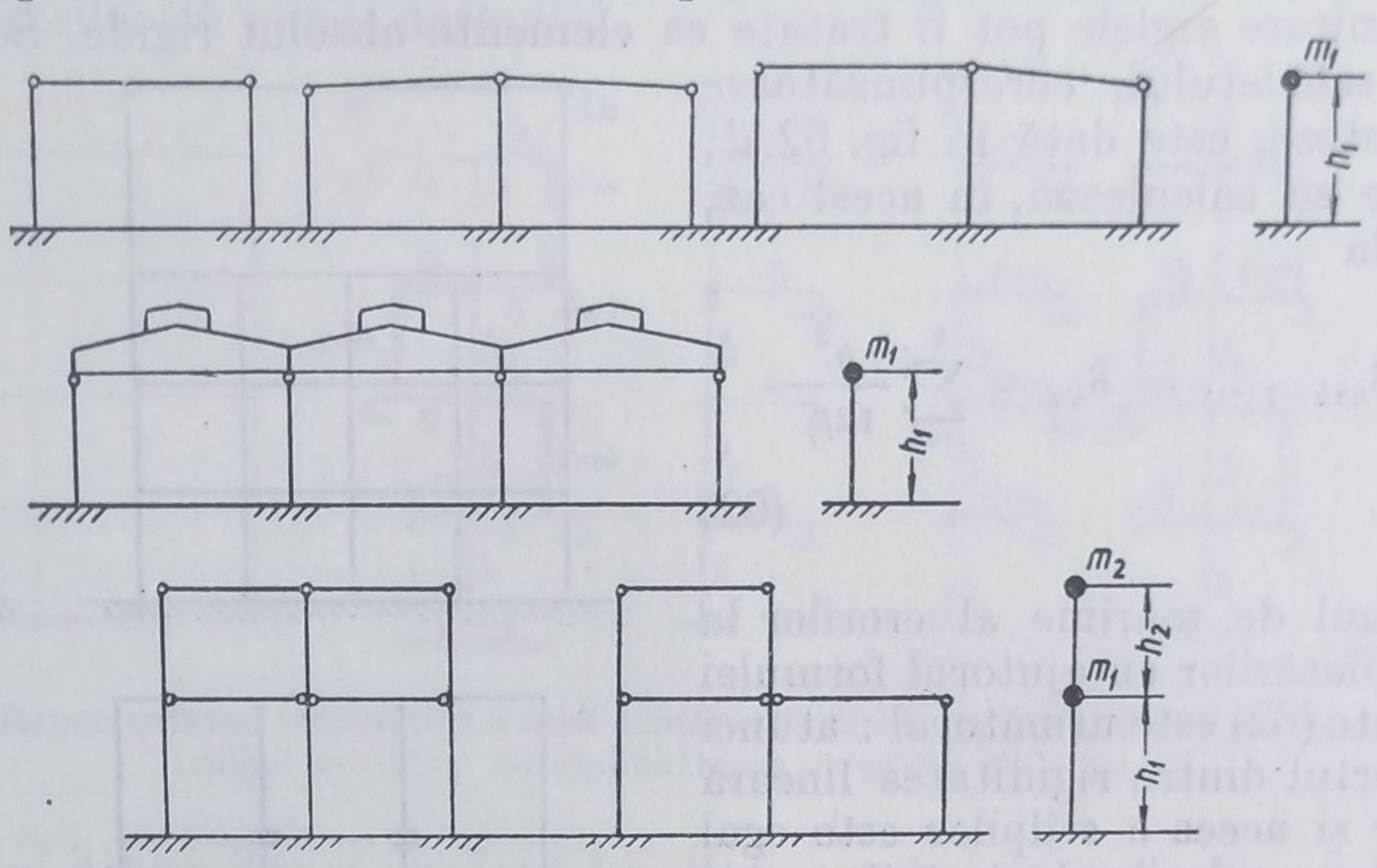


Fig. 94. Scheme constructive ale cadrelor neetajate cu două niveluri, la care riglele sînt articulate și schemele lor de calcul.

principal asupra căruia acționează o legătură elastică care reprezintă influența stîlpului marginal, articulat de sistemul principal printr-o riglă la nivelul p. Deplasările δ_{kj} al acestor sisteme pot fi calculate cu formula

$$\delta_{kj} = \delta^0_{kj} - \delta^0_{kp} \frac{\delta^0_{jp}}{\delta} \tag{64}$$

$$(k = 1, 2, 3, \ldots n; j = 1, 2, 3, \ldots n)$$

unde δ este deplasarea la partea superioară a stîlpului marginal separat, produsă de forța unitară aplicată la acest nivel;

δ^0_{kp} și δ^0_{jp} sînt deplasările sistemului principal în punctul k și în fiecare punct j, produse de forța unitară aplicată la nivelul prinderii de rigla laterală (legătura elastică);

δ^0_{kj} — deplasările sistemului principal produse în fiecare punct de forța unitară aplicată în toate punctele de aplicație ale maselor concentrate.

Deplasările cu indicele zero din formula (64), se calculează cu formulele (61), (62) sau (63), în funcție de tipul construcției.

La numeroase construcții pe schelet și în special la clădiri, forțele orizontale sînt preluate atît de scheletul portant, cît și de alte elemente de construcție, care conlucrează cu acesta, deformațiile lor putînd fi foarte diferite. Astfel, de exemplu, contravînturile de la halele neetajate cu poduri

rulante, diafragmele de beton armat, care se prevăd adeseori la construcțiile etajate, precum și numeroase alte elemente de construcție, chiar sub acțiunea unor încărcări destul de mari, se deformează liniar, așa cum se admite în mod obișnuit. Totodată, deformațiile umpluturii din zidărie de cărămidă de la clădirile pe schelet, așa cum rezultă din cercetările experimentale făcute

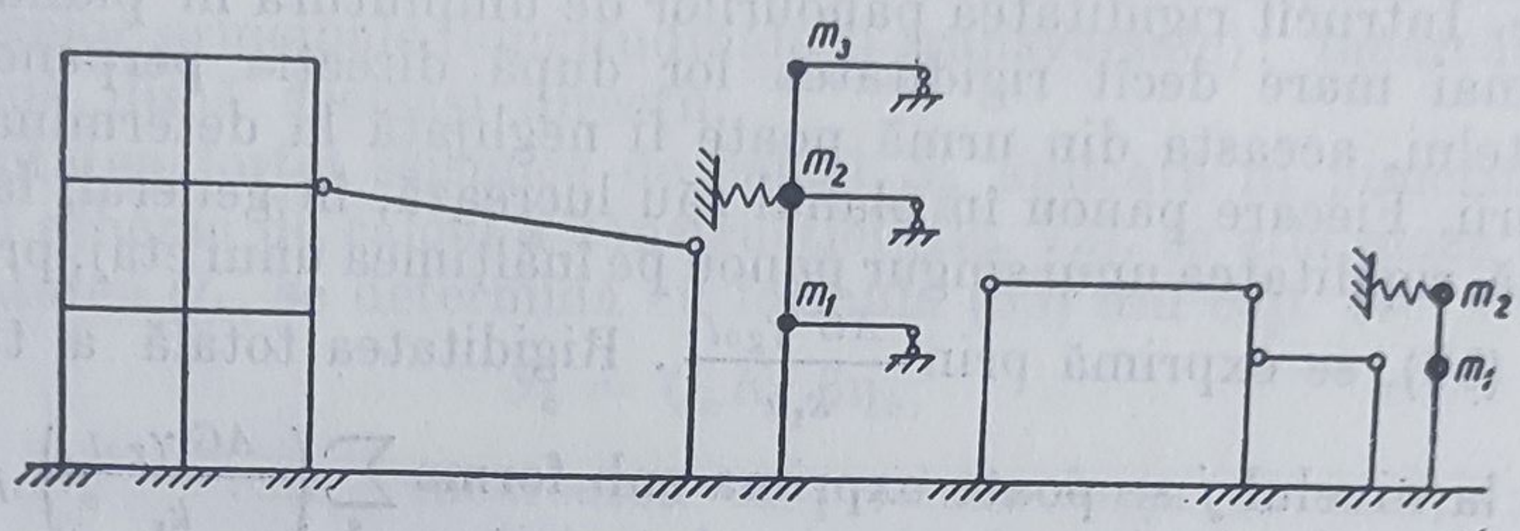


Fig. 95. Schemele constructive ale cadrelor clădirilor industriale și schemele lor de calcul.

de S. P. Poleakov [22], se expimă printr-o relație neliniară de ordinul al doilea. Pereții exteriori, executați sub formă de pereți cortină, au la rîndul lor o altă influență asupra deformațiilor scheletului portant; în acest caz joacă un rol important frecarea în rosturile dintre elementele pereților. Toate aceste fenomene au influențe diferite asupra oscilațiilor și trebuie stabilit modul în care ele pot fi exprimate în schema de calcul.

Rigiditatea generală a construcției, ale cărei elemente se deformează liniar, este egală cu suma rigidităților elementelor sale. Întrucît zidăria de umplutură are deformații neliniare, rigiditatea construcției variază chiar în timpul oscilațiilor. În timpul cutremurului, cînd deformațiile specifice ale elementelor de construcție pot ajunge la valori mari, nu se pot prevedea limitele între care va varia rigiditatea zidăriei, însă se poate admite că modulul său de elasticitate va fi relativ redus (fig. 87). Ținînd seama de aceasta, la determinarea oscilațiilor libere ale clădirilor pe schelet, în scopul aflării încărcării seismice de calcul, precum și pentru simplificarea calculelor, se poate admite că zidăria se deformează liniar avînd un modul de elasticitate mic. În fine, frecarea uscată, practic, nu are influență asupra perioadelor oscilațiilor libere ale sistemelor elastice și în consecință, în schema de calcul, influența sa asupra rigidității poate fi neglijată. Trebuie să se țină seama însă, că datorită frecării în articulațiile dintre panouri și structura de rezistență, rigiditatea peretelui se mărește într-o anumită măsură și acest lucru trebuie exprimat pe schema de calcul.

Întrucît s-a admis că deformațiile tuturor elementelor de construcție sînt liniare, rigiditatea clădirilor pe schelet se ia egală cu suma rigidităților scheletului c_{sch}, legăturilor c_l și pereților c_p.

$$c_{cl} = c_{sch} + c_l + c_p = \frac{1}{\delta_{sch}} + \frac{1}{\delta_l} + \frac{1}{\delta_p}. \qquad (65)$$

Formula (65), se referă la clădirile neetajate și în raport cu alcătuirea lor constructivă unii termeni din această formulă pot lipsi. Rigiditatea c_{cl} se

determină la nivelul planșeului, luîndu-se egală cu suma inversului deplasărilor de la acest nivel pe care le capătă scheletul, legăturile și pereții, sub acțiunea unor forțe unitare.

Formula aproximativă, pentru calculul deoplasărilor unitare ale clădirilor etajate pe schelet portant, se poate deduce, pe baza următoarelor considerente. Întrucît rigiditatea panourilor de umplutură în planul acestora, este mult mai mare decît rigiditatea lor după direcția perpendiculară pe planul peretelui, aceasta din urmă poate fi neglijată la determinarea rigidității clădirii. Fiecare panou în planul său lucrează, în general, la lunecare; în consecință, rigiditatea unui singur panou pe înălțimea unui etaj, prin analogie cu formula (50), se exprimă prin $\frac{AG\,\gamma_{gol}}{k_1 h}$. Rigiditatea totală a tuturor panourilor de la nivelul j se poate exprima sub forma $\sum_s \left(\frac{AG\,\gamma_{gol}}{k_1}\right)_{sj} = v_j$; rigiditatea umpluturii, pe înălțimea unui etaj, este $\frac{v_j}{h_j}$. Totodată, rigiditatea scheletului portant la nivelul unui etaj, conform formulei (62) are expresia $\frac{12 f_j}{h_j^2}$, iar rigiditatea totală a unui etaj al clădirii este:

$$c_{et} = \frac{12\,f_j}{h_j^2} + \frac{v_j}{h_j} = \frac{12 f_j + h_j v_j}{h_j^2}\,. \tag{66}$$

Însumînd pe înălțimea clădirii deplasările unitare (inversul rigidității c_{et}) pe înălțimea unui etaj, se obține următoarea formulă pentru determinarea deplasărilor unui etaj oarecare de la clădirile pe schelet, cu zidărie de umplutură:

$$\delta_{kk} = \delta_{k,k+1} = \ldots = \delta_{kn} = \sum_{j=1}^{n} \frac{h_j^2}{12 f_j + h_j v_j}\,. \tag{67}$$

Dacă termenul al doilea de la numitorul formulei (67) este mult mai mare decît primul, rezultă că rigiditatea umpluturii este mult mai mare decît aceea a scheletului, deci rigiditatea totală a clădirii se apropie de rigiditatea unei clădiri cu pereți portanți și totodată crește influența deformațiilor terenului de fundație. În consecuință, deplasările δ_{kk} determinate cu formula (67) se însumează cu deplasările produse de deformațiile terenului de fundație. În acest caz, perioadele și formele oscilațiilor libere ale clădirilor pe schelet, analog cu încărcările seismice care li se aplică, pot fi determinate cu ajutorul formulelor deduse pentru clădirile cu pereți portanți.

4. CALCULUL PRACTIC AL CONSTRUCȚIILOR PRIN METODA ADOPTATĂ ÎN NORMELE SN 8-57. ÎNCĂRCĂRI SEISMICE

Prin încărcări seismice de calcul se înțeleg forțele care se aplică static și care produc în elementele de construcție aceleași eforturi ca și forțele de inerție produse de oscilațiile construcției în timpul cutremurului. Pe lîngă

greutatea elementelor de construcție și a încărcărilor utile aplicate direct pe ele, intensitatea forțelor seismice depinde de seismicitatea regiunii respective, de natura terenului de fundație și de caracteristicile dinamice ale construcțiilor (perioadele și formele oscilațiilor libere), precum și de amortizarea oscilațiilor.

Se admite că forțele seismice de calcul acționează în plan orizontal după direcțiile axelor principale (longitudinale și transversale); încărcările seismice se determină după aceleași direcții.

Intensitatea forței seismice de calcul S_k aplicată în punctul k în care, conform cu schema de calcul a construcției (fig. 72), se află masa concentrată avînd greutatea Q_k, se determină cu formula (55) din cap. II

$$S_k = Q_k K_c \beta \eta_k,$$

unde Q_k este încărcarea ce produce forța de inerție;
K_c — coeficientul seismic de calcul, al construcției;
β — coeficientul dinamic al construcției;
η_k — coeficientul de formă a deformației construcției pe timpul oscilațiilor sale libere.

Încărcarea Q_k se obține prin însumarea greutății elementelor de construcție, a încărcării utile, a încărcării din zăpadă etc. La determinarea încărcării Q_k, greutatea proprie a elementelor de construcție se stabilește după încărcările normate, fără coeficienți de supraîncărcare, iar încărcarea utilă și cea dată de zăpadă pe baza încărcărilor normate cu coeficientul de supraîncărcare 0,8. La calculul construcțiilor de tipul depozitelor (depozite, silozuri etc.) încărcările normate, utile se introduc cu valoarea lor întreagă.

Coeficientul seismic al construcției K_c depinde de seismicitatea regiunii respective și de destinația construcției. Seismicitatea regiunii, pentru care se proiectează construcția, definește intensitatea maximă de calcul a cutremurului în locul în care urmează să se execute construcția și se stabilește pe baza hărților de raionare seismică anexate la norme. Atunci cînd se dispune de hărți de microraionare seismică, acestea se folosesc în mod obligatoriu pentru precizarea seismicității terenului de construcție, întrucît terenurile de fundație pot conduce la majorarea sau micșorarea seismicității. Astfel, de exemplu, în regiunile cu terenuri nefavorabile (slabe, saturate cu apă), efectul seismic al cutremurului se manifestă mai intens și în general nu se recomandă executarea construcțiilor pe astfel de terenuri. Valorile coeficientului seismic sînt date în tabela 29; seismicitatea de calcul a construcției, în raport cu destinația sa, este precizată în normele în vigoare.

Tabela 29

Seismicitatea de calcul a construcției în grade	7	8	9
K_c	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{10}$

Coeficientul dinamic β depinde de perioada oscilațiilor libere ale construcției, precum și de amortizarea oscilațiilor în construcție și în teren. La

majoritatea construcțiilor care prezintă o amortizare mare (un rol deosebit revine deformațiilor din lunecare), valorile coeficientului β se calculează după diagrama din fig. 51 sau cu formula

$$\beta = \frac{0{,}9}{T},$$

unde T este perioada oscilațiilor libere ale construcției. În acest caz valoarea coeficientului β se ia egală cu minimum 0,6 și maximum 3 ($0{,}6 \leqslant \beta \leqslant 3$). La construcțiile flexibile cu amortizare slabă de tipul coșurilor de fum, turnurilor, pilonilor de antenă etc., valoarea coeficientului β se majorează de 1,6 ori.

Prin *coeficientul de formă a oscilațiilor* construcției η_k se exprimă faptul că amplitudinile X_k (v. fig. 73) și în consecință și accelerațiile construcției în punctele situate la diferite înălțimi h_k, sînt diferite. Coeficientul η_k se calculează cu formula (53) de la cap. II.

$$\eta_k = \frac{X_k \sum\limits_j Q_j X_j}{\sum\limits_j Q_j X_j^2}.$$

La calculul clădirilor și altor construcții deajuns de rigide, cu o schemă constructivă complicată, la care determinarea perioadei și formei oscilațiilor proprii prezintă dificultăți, se admite să se ia în calcul $\beta = 3$, iar determinarea coeficientului η_k să se facă cu formula

$$\eta_k = \frac{h_k \sum\limits_j Q_j h_j}{\sum\limits_j Q_j h_j^2}. \qquad (68)$$

La deducerea formulei (68) s-a admis că pe timpul oscilațiilor, construcția se rotește pe terenul de fundație ca un corp absolut rigid, iar coeficientul $\beta = 3$ corespunde perioadelor oscilațiilor mai mici decît 0,3 s. În consecință, la calculcul construcțiilor la care perioada oscilațiilor libere este mai mare decît 0,3 s, încărcarea seismică stabilită prin acest procedeu este ceva mai mare decît cea reală.

Perioada și forma oscilațiilor libere, fundamentale, ale construcțiilor rigide, masive (v. fig. 76), se pot calula prin aproximație, cu formulele (40) și (42) în care se ține seama de lunecarea și rotirea construcției.

$$T = 2\pi\nu\sqrt{\frac{m_1}{K_x}};$$

$$X_j = 1 + \frac{h_j}{8{,}3b + 4{,}7\,h_1}.$$

Coeficientul ν se calculează cu formula (41).

Perioadele și formele oscilațiilor libere ale clădirilor cu pereți portanți din zidărie se determină cu aproximație, cu formulele (54) și (55), în care

se ține seama de deformațiile de lunecare ale pereților și de deformațiile terenului de fundație:

$$T_i = \frac{9{,}75\ H}{\alpha_i} \sqrt{\frac{m}{AG\gamma_{gol}}};$$

$$X_j = \sin \frac{\alpha_1}{H} h_j + 0{,}07 \cos \frac{\alpha_1}{H} h_j.$$

Coeficientul α_i se determină din diagrama din fig. 88.

La determinarea încărcării seismice a clădirilor de zidărie, care au pînă la 5 niveluri, cu pereți portanți interiori, valoarea aproximativă a produsului $\beta\eta_k$ se poate lua din tabela 30, fără să se calculeze perioadele și formele oscilațiilor libere, iar intensitatea forței seismice la nivelul pardoselii parterului, atunci cînd la acest nivel există planșeu, se ia egală cu $Q_p K_c$.

Tabela 30

Nivelul	Numărul de niveluri ale clădirilor				
	unul	două	trei	patru	cinci
1	3,8	2,7	1,9	1,3	1
2	—	3,8	3,3	2,4	1,8
3	—	—	3,8	3,2	2,5
4	—	—	—	3,4	2,9
5	—	—	—	—	3

La determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere ale construcțiilor pe schelet, rigiditatea acestora (sau deplasările unitare δ_{kj}) se determină ținînd seama de rigiditatea umpluturii, a legăturilor și a altor elemente de construcție care au influență asupra deformațiilor în plan orizontal ale întregii construcții.

Perioada oscilațiilor libere ale clădirilor industriale, neetajate, pe schelet, la care acoperișul se află la un singur nivel (fig. 94), se calculează cu formulele (4′) sau (6)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q_1 \delta_{11}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{c_1}},$$

în care Q_1 este greutatea porțiunii de clădire aferente acoperișului;

δ_{11} — deplasarea unitară la nivelul acoperișului.

Dacă acoperișul halei se află la două niveluri, perioadele și formele oscilațiilor libere se calculează cu formulele (12) și (13).

Perioada și forma oscilațiilor libere fundamentale ale clădirilor etajate pe schelet portant (fig. 92) pot fi determinate cu formulele (23′) și (25′):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_j Q_j X_j^2}{g \sum_j Q_j X_j}},$$

$$X_k = \sum_{j=1}^{n} \delta_{kj} Q_j.$$

Deplasările unitare δ_{kj} se calculează cu formula (67).

La calculul construcțiilor pe schelet, la care rigiditatea și masa variază sensibil de la un nivel la altul, poate fi necesar să se țină seama și de forma a doua și chiar a treia a oscilațiilor libere, care se determină prin metodele expuse în primul paragraf al capitolului de față.

Perioadele oscilațiilor libere ale construcțiilor înalte și flexibile, cu dimensiuni mici în plan, pot fi calculate cu formula (49)

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{f_{ik}}{g X_{ik}^T}},$$

în care f_{ik} este săgeata statică într-un punct oarecare k, produsă de forțele $P_{ij} = Q_j X_{ij}^T$. Coeficienții X_{ij}^T definesc, cu aproximație, formele oscilațiilor libere ale construcției și analog cu coeficienții X_{ik}^T, valorile lor se iau din tabela 25. Perioadele și formele primelor trei moduri ale oscilațiilor libere ale coșurilor de fum pot fi determinate mai exact cu ajutorul formulelor (45) și (46) în care se ține seama de deformațiile din încovoiere și lunecare ale coșului, precum și de deformațiile terenului de fundație.

Clădirile și alte tipuri de construcții, la care perioada fundamentală a oscilațiilor libere este mai mică sau cel mult egală cu 0,6 s ($T \leqslant 0{,}6$ s), se calculează ținînd seama numai de prima formă a oscilațiilor libere. Din această categorie fac parte majoritatea clădirilor și a altor tipuri de construcții. Structurile înalte, flexibile, cu dimensiuni mici în plan (coșurile de fum, turnurile, pilonii de antene etc.), la care perioada fundamentală este mai mare decît 0,6 s, se calculează ținînd seama de formele superioare ale oscilațiilor și anume considerînd acele forme cărora le corespunde perioada oscilațiilor mai mare sau egală cu 0,6 s, precum și forma următoare, corespunzătoare perioadei mai mici decît 0,6 s. Practic, aceasta impune necesitatea de a calcula unele structuri, ținînd seama de forma a doua și mai rar, de forma a treia.

Atunci cînd este necesară determinarea amplitudinilor oscilațiilor orizontale ale structurii pe timpul cutremurului, acestea pot fi calculate cu formula (58) de la cap. II

$$X_{max} = \frac{K_c g \beta \eta_n T^2}{4\pi^2},$$

în care valorile perioadei T și ale coeficientului η_n corespund oscilațiilor libere fundamentale ale construcției.

Particularitățile calculului de rezistență

Verificarea rezistenței elementelor de construcție la acțiunea forțelor seismice se face, de regulă, după două direcții orizontale, perpendiculare între ele, și admițînd că forțele seismice acționează după fiecare direcție static și nesimultan.

Forțele tăietoare orizontale și momentele încovoietoare de la fiecare nivel al structurii se determină pe baza diagramelor respective, construite în raport cu valorile de calcul ale forțelor seismice. Atunci cînd se ține seama de formele superioare ale oscilațiilor libere, forțele tăietoare și momentele încovoietoare de calcul se determină fie din diagramele înfășurătoare, construite pe baza diagramelor parțiale trasate pentru fiecare formă în parte a oscilațiilor, fie prin calcul cu ajutorul formulei (56) de la cap. II.

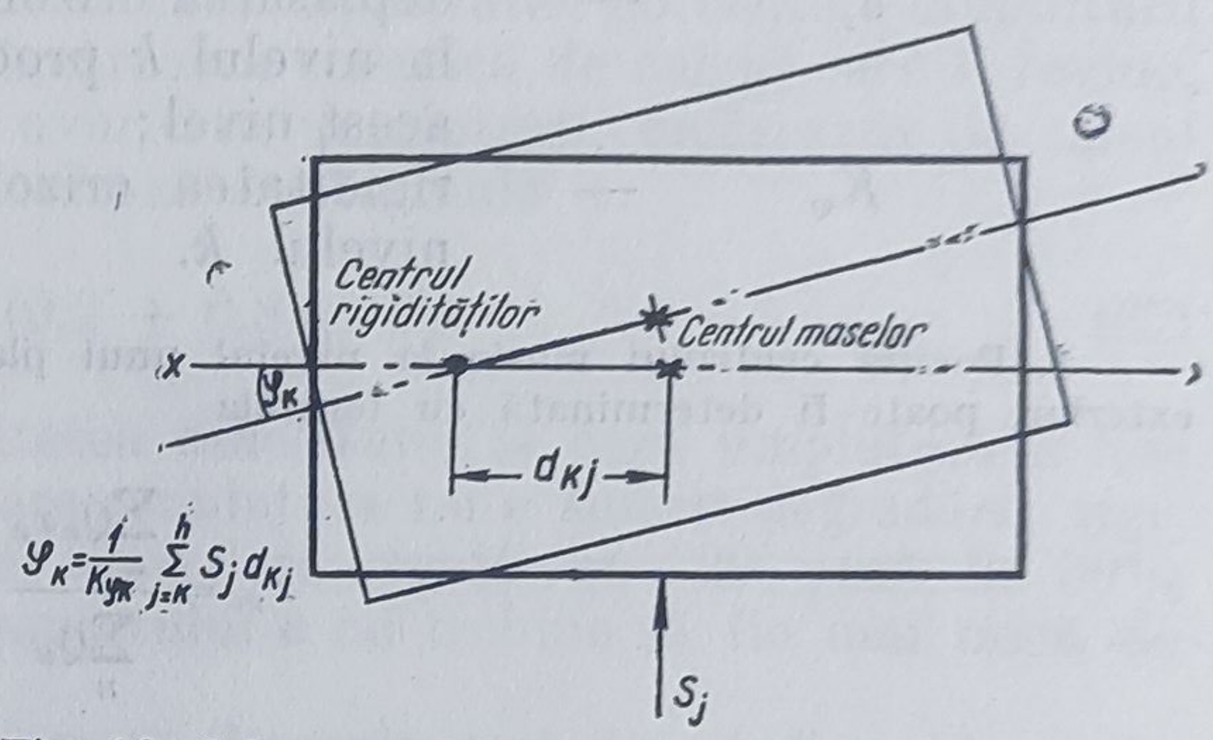


Fig. 96. Schema rotirii în plan a clădirii, datorită faptului că centrul masic nu coincide cu centrul rigidității.

Forța tăietoare orizontală care acționează asupra structurii în ansamblul acesteia, trebuie distribuită la diferite elemente de construcție care conlucrează între ele. La calculul structurilor ale căror planșee nu pot fi tratate ca diafragme rigide (de ex., planșeele de lemn sau cele cu goluri mari), distribuția forței orizontale se face proporțional cu suprafețele aferente. În acest caz, la proiectarea structurii, rigiditățiile elementelor de construcție din porțiunile cu diferite încărcări, trebuie stabilite astfel ca perioadele oscilațiilor libere ale acestor porțiuni (considerate separat) să fie apropiate între ele.

La calculul structurilor ale căror planșee pot fi tratate ca diafragme orizontale rigide (planșee monolite sau monolitizate), forța tăietoare orizontală se distribuie la elementele care conlucrează între ele, proporțional cu rigiditățile lor. Dacă centrul de rigiditate al structurii nu coincide în plan cu centrul masic (masele sau rigiditățile sînt nesimetrice), la distribuirea încărcării seismice trebuie să se țină seama și de influența rotirii structurii (fig. 96). Astfel, la nivelul k, pentru elementul de construcție situat la distanța l_s față de centrul de rigiditate, forța de calcul orizontală $S_{s\varphi}$ poate fi calculată cu formula *)

$$S_{s\varphi} = S_s + \frac{l_s}{\delta_s K_\varphi} \sum_{j=k}^{n} S_j d_{kj}, \qquad (69)$$

*) Spre deosebire de această formulă, în care se ține seama de rigiditatea elementelor de construcție după două direcții, în cap. V se dau formulele (7), pentru distribuirea forțelor seismice în cazul rotirii clădirii, în care se ține seama de rigiditatea după o singură direcție, a elementelor de construcție.

în care S_j reprezintă forțele seismice de calcul care se aplică la nivelul considerat k și la toate nivelurile j situate mai sus;

d_{kj} — distanța dintre centrul de rigiditate al construcției la nivelul k și la centrele de greutate la nivelul k și nivelurile j situate mai sus;

S_s — forța seismică distribuită elementului de construcție considerat, la nivelul k, cu neglijarea rotirii;

l_s — distanța de la centrul de rigiditate pînă la elementul de construcție considerat;

δ_s — deplasarea orizontală a elementului de construcție la nivelul k produsă de forța unitară aplicată la acest nivel;

K_φ — rigiditatea orizontală unghiulară a structurii la nivelul k.

1. Poziția centrului masic la nivelul unui planșeu oarecare, în raport cu un perete exterior, poate fi determinată cu formula

$$x_m = \frac{\sum_u Q_u x_u}{\sum_u Q_u},$$

în care Q_u sînt încărcări considerate concentrate în diferite puncte ale planșeului;

x_u este distanța de la peretele de margine pînă la încărcarea respectivă; însumarea se face pentru toate punctele în care sînt aplicate încărcările concentrate Q_u.

Poziția centrului de rigiditate al clădirii, la nivelul considerat, față de un perete de margine, poate fi determinată cu formula

$$x_r = \frac{\sum_{s=1}^{n} \frac{x_s}{\delta_s}}{\sum_{s=1}^{n} \frac{1}{\delta_s}} = \frac{\sum_{s=1}^{n} c_s x_s}{\sum_{s=1}^{n} c_s},$$

unde δ_s este deplasarea fiecărui element vertical produsă de forța orizontală unitară aplicată la nivelul planșeului;

x_s — distanța de la peretele de margine pînă la elementul respectiv; însumarea se face pentru toate elementele de construcție verticale.

2. Rigiditatea unghiulară a clădirii K_φ se determină cu formula

$$K_\varphi = \sum_{s=1}^{n} \left(\frac{x_{0s}^2}{\delta_{sx}} + \frac{y_{0s}^2}{\delta_{sy}} \right) = \sum_{s=1}^{n} (c_{sx} x_{0s}^2 + c_{sy} y_{0s}^2),$$

în care δ_{sx} și δ_{sy} sînt deplasările fiecărui element de construcție vertical produse de forța orizontală unitară aplicată la nivelul planșeului, respectiv pe direcția longitudinală și transversală; x_{0s} și y_{0s} sînt distanțele la fiecare element de construcție vertical, respectiv pînă la axa longitudinală și transversală care trece prin centrul de rigiditate al construcției, la nivelul planșeului considerat; însumarea se aplică la toate elementele verticale (pereți, stîlpii scheletului etc.).

Pentru distribuirea încărcării seismice la pereții portanți ai clădirilor de zidărie și pentru verificarea acestor pereți din punctul de vedere al rezistenței, se poate admite că forțele seismice sînt preluate de pereții care se află pe direcția de acțiune a forțelor și că încărcarea seismică nu se transmite la pereții de pe cealaltă direcție. Distribuția forței orizontale aplicate în planul peretelui, la diferite plinuri de zidărie ale acestuia, se face proporțional cu rigiditățile plinurilor.

La construcțiile pe schelet, încărcarea seismică se distribuie la schelet și la umplutură (pereți), proporțional cu rigiditățile lor, conform formulelor (37) și (50) de la cap V. În cazurile în care capacitatea portantă a umpluturii este insuficientă pentru a prelua încărcarea seismică de calcul care îi revine, din care cauză se poate produce avarierea umpluturii, încărcarea de calcul care revine scheletului S'_k se calculează cu formula

$$S'_k = (0{,}2 + 0{,}8\, a)\ S_k, \qquad (37)$$

unde a este raportul dintre rigiditatea scheletului la care umplutura a fost avariată și rigiditatea clădirii la care umplutura nu a suferit degradări; rigiditatea umpluturii degradate se consideră egală cu 20 pînă la 30% din rigiditatea inițială; valoarea raportului a nu trebuie să fie mai mică de 0,35 ($a \geqslant 0{,}35$).

Încărcarea determinată cu această formulă trebuie să fie cel puțin egală cu aceea calculată pentru scheletul la care nu se ține seama de rigiditatea umpluturii. Se poate admite ca umplutura să sufere degradări numai în cazul în care aceasta nu implică riscuri pentru viața oamenilor și nici pericol de degradare a unor instalații costisitoare.

La calculul de rezistență a elementelor de construcție, pe lîngă coeficienții condițiilor de lucru care se iau conform SN și P, datorită duratei de acțiune scurte a încărcării seismice, se introduce coeficientul suplimentar al condițiilor de lucru, m_{d_s}. La elementele de construcție executate din materiale capabile de a prelua deformații plastice importante (oțeluri cu conținut redus de carbon, construcții de lemn etc.) coeficientul m_{d_s} se ia egal cu 1,4. La construcțiile executate din materiale care pot căpăta deformații plastice mici (construcții de zidărie, de beton, beton armat) $m_{d_s} = 1{,}2$. La elementele de construcție din beton precomprimat, la care în general se folosesc oțeluri de înaltă rezistență, care prezintă fenomenul de rupere casantă, coeficientul m_{d_s} se ia egal cu 1.

Rigiditatea elementelor din beton armat se calculează pe baza valorilor normate ale modulului de elasticitate la compresiune, ținînd seama că lucrează zona întinsă a secțiunii. La construcțiile monolite de beton armat, rigiditatea riglelor se stabilește ținînd seama de conlucrarea dintre placă și grindă, a căror secțiune este în I; la calculul clădirii pe direcția grinzilor secundare, de asemenea, se ține seama de conlucrarea dintre placă și toate grinzile secundare care reazemă în cîmpul riglei. La construcțiile din beton armat prefabricat, conlucrarea dintre diferite elemente este condiționată de monolitizarea îmbinărilor. La proiectarea construcțiilor de zidărie, modulul de elasticitate la compresiune E_0 se stabilește conform NTU 122-55. Modulul de elasticitate transversală al zidăriei se recomandă să se ia egal cu $G = 0{,}25\ E_0$.

BIBLIOGRAFIA LA CAPITOLUL III

1. Ананьев И. В., Справочник по расчету собственных колебаний упругих систем, ОГИЗ, 1946.
2. Бабков И. М., Теория колебаний, Гостехтеоретиздат, 1958.
3. Баркан Д. Д., Динамика оснований и фундаментов, Стройвоенмориздат, 1948.
4. Безухов Н. И., Некоторые обобщения методов строительной механики и динамики сооружений, «Исследования по теории сооружений», сборник № 3, Госстройиздат, 1939.
5. Безухов Н. И., Динамика сооружений в задачах и примерах, Стройиздат, 1947.
6. Бернштейн С. А., Основы динамики сооружений Госстройиздат, 1941.
7. Гогенемзер К. и Прагер В. Динамика сооружений (перевод с немецкого), ОНТИ, 1936.
8. Ден-Гартог Дж. П., Теория колебаний (перевод с английского), Гостехтеоретиздат, 1942.
9. Завриев К. С., Динамика сооружений, Трансжелдориздат, 1946.
10. Завриев К. С. и Карцивадзе Г. Н., Устойчивость и динамика сооружений, Тбилиси, 1959.
11. Корчинский И. Л., Вибрации каменных зданий, вызываемые вибрацией грунта, «Строительная промышленность», 1950, № 6.
12. Корчинский И. Л., Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку, Стройиздат, 1948.
13. Корчинский И. Л., Колебания высотных зданий. Научное сообщение, ЦНИПС, вып. 11, Госстройиздат, 1953.
14. Корчинский И. Л., Расчет сооружений на сейсмические воздействия. Научное сообщение, ЦНИПС, вып. 14, Госстройиздат, 1954.
15. Корчинский И. Л., Сейсмические нагрузки на здания и сооружения, Госстройиздат, 1959.
16. Мартышкин В. С., Виброизоляция машин, как способ уменьшения колебаний сооружений. Автореферат кандидатской диссертации, М., 1955.
17. Медведев С. В., Исследования колебаний зданий при сейсмических воздействиях. Труды института физики Земли Академии наук СССР, 1959. № 5 (172).
18. Назаров А. Г., Метод инженерного анализа сейсмических сил, Ереван, 1959.
19. Николаенко Н. А., Учет пластических деформаций в задачах динамического расчета сооружений. Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, Госстройиздат, 1960.
20. Павлык В. С., Определение свободных колебаний зданий с несущими стенами. Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, Госстройиздат, 1960.
21. Пильдиш М. Я. и Бирюков В. В., Конструкции зданий для сейсмических районов, Изд. Академии наук Узбекской ССР, 1953.
22. Поляков С. В., Каменная кладка в каркасных зданиях, Госстройиздат, 1956.
23. Рабинович И. М., Основы данамического расчета сооружений на действие мгновенных или кратковременных сил, ч. 1 и 2, Изд. ВИА, 1952.
24. Рабинович И. М., Синицын А. П. Теренин Б. М., Расчет сооружений на действие кратковременных и мгновенных сил, Изд. ВИА, 1956.
25. Сигалов Э. Е., Практический метод расчета рам на колебания. Сборник Московского института инженеров городского строительства «Строительная механика и конструкции», 1957.
26. Снитко Н. К., Методы расчета сооружений на вибрацию и удар, Госстройиздат, 1953.
27. Снитко Н. К., Динамика сооружений, Госстройиздат, 1960.
28. Сорокин Е. С., Динамика междуэтажных перекрытий, Госстройиздат, 1941.
29. Сорокин Е. С., Динамический расчет несущих конструкций зданий, Госстройиздат, 1956.
30. Судницын А. И., Колебания стержней переменного сечения с учетом деформаций сдвига и упругой податливости опоры. Автореферат кандидатской диссертации, М., 1955.
31. Тимошенко С. П., Теория колебаний в инженерном деле (перевод с английского), Гостехтеоретиздат, 1959.
32. Филиппов А. П., Методы расчета сооружений на колебания, Стройиздат, 1941.

33. Цшохер В. О. и Быховский В. А., Антисейсмическое строительство, Центральная научно-техническая библиотека и редакция журнала «Наше строительство», 1937.
34. Carder D. S. Vibration Observations, „Earthquake Investigations in California 1934—1935“ U.S. Department of Commerce, Coast and Geodesic Survey, Special Publication No 201.
35. Ifrim M., Appreciation on the Fundamental Vibration Frequency of the Structures Subjected to Seismic Actions Revue de mécanique appliquée, vol IV, No 1, 1959.
36. Ifrim M., Contributions to the Problem of Building Vibrations during Earthquakes, Revue de mécanique appliquée, vol. III, No 2, 1958.
37. Jacobsen L. S., Natural Periods of Uniform Cantilever Beams, „Proceedings of the American Society of Civil Engineers“, Vol. 64, No 3, March, 1938, p. 431—460.
38. Kanai K., Suzuki T. and Joshizawa S., Relation between the Property of Building Vibration and the Nature of the Ground, „Bulletin of the Eartquake Research Institute Tokyo University“ Vol. XXXIV, part I, March, 1956, p. 61—86.
39. Merritt R. C. and Housner G. W. Effect of Foundation Compliance on Earthquakes Stresses in Multistory Buildings „Bulletin of the Seismological Society of America“, Vol. 44 No 4, October, 1954, p. 551—569.
40. Naito T., Earthquake — Proof Construction BSSA, Vol 17, No 2, June 1927, p. 57—94.
41. Ulrich F. P. and Carder D. S., Vibration of Structures, Symposium on Effect of Earthquake and Blasts on Structures, USA, Los Angeles, 1954.
42. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57), Госстройиздат, 1957.
43. Проект Инструкции по определению расчетной сейсмической нагрузки для зданий и сооружений (проект). Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, госстройиздат, 1960.
44. Инструкция по проектированию и расчету несущих конструкций зданий под машины с динамическими нагрузками (И 200-54), Госстройиздат, 1955.
45. Технические условия расчета высоких сооружений на ветровую нагрузку (СН 40-58), Госстройиздат, 1958.
46. Технические условия проектирования фундаментов под машины с динамическими нагрузками (СН 18-58), Госстройиздат, 1958.

CAPITOLUL IV

CARACTERISTICILE DINAMICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚIE

1. REZISTENȚA MATERIALELOR LA INCARCĂRI REPETATE CU UN NUMĂR REDUS DE CICLURI

În timpul cutremurelor, construcțiile preiau încărcări dinamice repetate de scurtă durată; numărul încărcărilor repetate poate fi de aproximativ 100 sau de maximum 1 000 cicluri.

Capacitatea portantă a materialului supus la astfel de încărcări se deosebește atît de cazul acțiunii statice a încărcării, cînd aceasta din urmă se aplică pe o durată nedefinită, cît și de limita la oboseală a materialului, cînd numărul încărcărilor repetate este de ordinul milioanelor de cicluri, precum și de cazul șocului aplicat o singură dată.

Cu privire la determinarea capacității portante a materialelor supuse la un număr limitat de cicluri de încărcare s-au făcut foarte puține cercetări și problema determinării eforturilor unitare nepericuloase, corespunzătoare acestui caz de încărcare, prezintă mari dificultăți. Înainte de a trece direct la problema rezistenței materialelor la încărcări aplicate sub forma unui număr limitat de cicluri, ne vom opri pe scurt asupra unei caracteristici mai generale a capacității portante a materialului, la diferite moduri de încărcare.

Este cunoscut faptul că rezistența materialelor, corespunzătoare unei încărcări foarte lente (cu o durată de cîteva zile) sau unei încărcări foarte rapide (în cazul șocului), se deosebește fundamental de rezistența de rupere statică R, care se determină prin metode standardizate. Rezistența oțelului la întindere, în cazul unei încărcări foarte lente (rezistența la încărcări de lungă durată), se situează între limita de curgere și rezistența de rupere statică [39], iar rezistența de rupere la compresiune a betonului la încărcări de lungă durată reprezintă circa 80—90% din R [34, 50].

Cercetările făcute asupra rezistenței la șoc a oțelului, au arătat că aceasta este cu circa 20—40% mai mare decît R [5, 12]; o dată cu rezistența la șoc, crește și limita de curgere. La oțelurile moi, care au alungiri remanente mari la ruperea prin șoc, creșterea rezistenței este mult mai mare decît la oțelurile casante. Conform rezultatelor cercetărilor experimentale obținute de autorii lucrării [60], rezistența la compresiune a betonului supus la șoc este cu circa 84% mai mare decît R, iar modulul de elasticitate al betonului, crește cu 47%. Rezistența la încovoiere din șoc a lemnului,

conform datelor citate de E. M. Znamenski [9], variază de la 1,1 pînă la 1,76 față de rezistența de rupere statică.

Astfel, s-a stabilit cu precizie, pe cale experimentală, că viteza de încărcare are o influență importantă asupra rezistenței oțelului, lemnului și betonului, în cazul unei singure încărcări; rezistența materialului crește o dată cu viteza de încărcare.

Cercetările privind rezistența oțelului, betonului și lemnului la încărcări repetate, sub forma unui mare număr de cicluri de încărcare (adică în domeniul corespunzător rezistenței la oboseală), au fost făcute de numeroși autori [7, 10, 25, 32, 41]. După cum rezultă din cercetările efectuate, valoarea medie a rezistenței de rupere la oboseală, în cazul întinderii ($\rho = 0$) la oțel este circa $0{,}5R$ pentru $n = 6 \cdot 10^6$, iar la betonul supus la compresiune este de circa $0{,}515\ R$ pentru $\rho = 0$, $n = 2 \cdot 10^6$. Din cercetările experimentale, rezultă că rezistența de rupere la oboseală crește o dată cu coeficientul de asimetrie ρ *).

În general, se admite că viteza de încărcare nu are o influență sensibilă asupra rezultatelor încercărilor la oboseală. Totuși, din cercetările făcute mai minuțios, rezultă că viteza mare de încărcare, de ordinul a 30 000 încărcări pe minut, în cazul oțelului [52] și de ordinul a 200 pînă la 1 000 în cazul betonului [53], are o influență considerabilă asupra rezistenței de rupere la oboseală a oțelului și betonului în comparație cu încărcările cu viteză mai mică (de ordinul a 1 000, la oțel și 10, la beton).

Mult mai puține cercetări s-au făcut cu privire la comportarea materialelor de construcție la încărcări repetate cu un număr redus de cicluri (pînă la 50 000 cicluri). Cu privire la această problemă, părerile sînt împărțite.

F. Stüssi [61], care s-a ocupat de oțel, și von Ornum [24], care s-a ocupat de beton, consideră că relația $\sigma_n - \lg n$ este neliniară, iar rezistența corespunzătoare unui număr oarecare de cicluri de încărcare este totdeauna mai mică decît rezistența de rupere statică R, apropiindu-se de aceasta numai la limită, cînd $n = 1$.

Plecînd de la această ipoteză și utilizînd datele experimentale obținute de A. Weler, care a cercetat domeniul cuprins între 2 400 și 400 000 cicluri de încărcare, F. Stüssi a stabilit o relație matematică a cărei reprezentare grafică este arătată în fig. 97.

B. N. Ducinski [8] a ajuns la aceleași concluzii, considerînd că valoarea lui σ_n nu depășește niciodată pe R, iar relația $\sigma_n - \lg n$ este de forma unei linii frînte (fig. 98).

M. H. Weissman și M. H. Kaplan [63] au făcut încercări pe epruvete de oțel supuse la încărcări pulsatorii de întindere (de la zero pînă la maximum) cu o frecvență de 50 cicluri pe minut, în intervalul de eforturi unitare de 80—100% din rezistența de rupere statică. Rezultatele încercărilor sînt ilustrate pe diagrama din fig. 99 în care se vede că relația dintre rezistența

---

*) Raportul dintre rezistența minimă și cea maximă în decursul unui ciclu de încărcare, adică

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}.$$

epruvetelor și numărul încărcărilor, se reprezintă printr-o linie frîntă. Punctul B corespunde unui efort unitar egal cu circa 80% din rezistența de rupere statică.

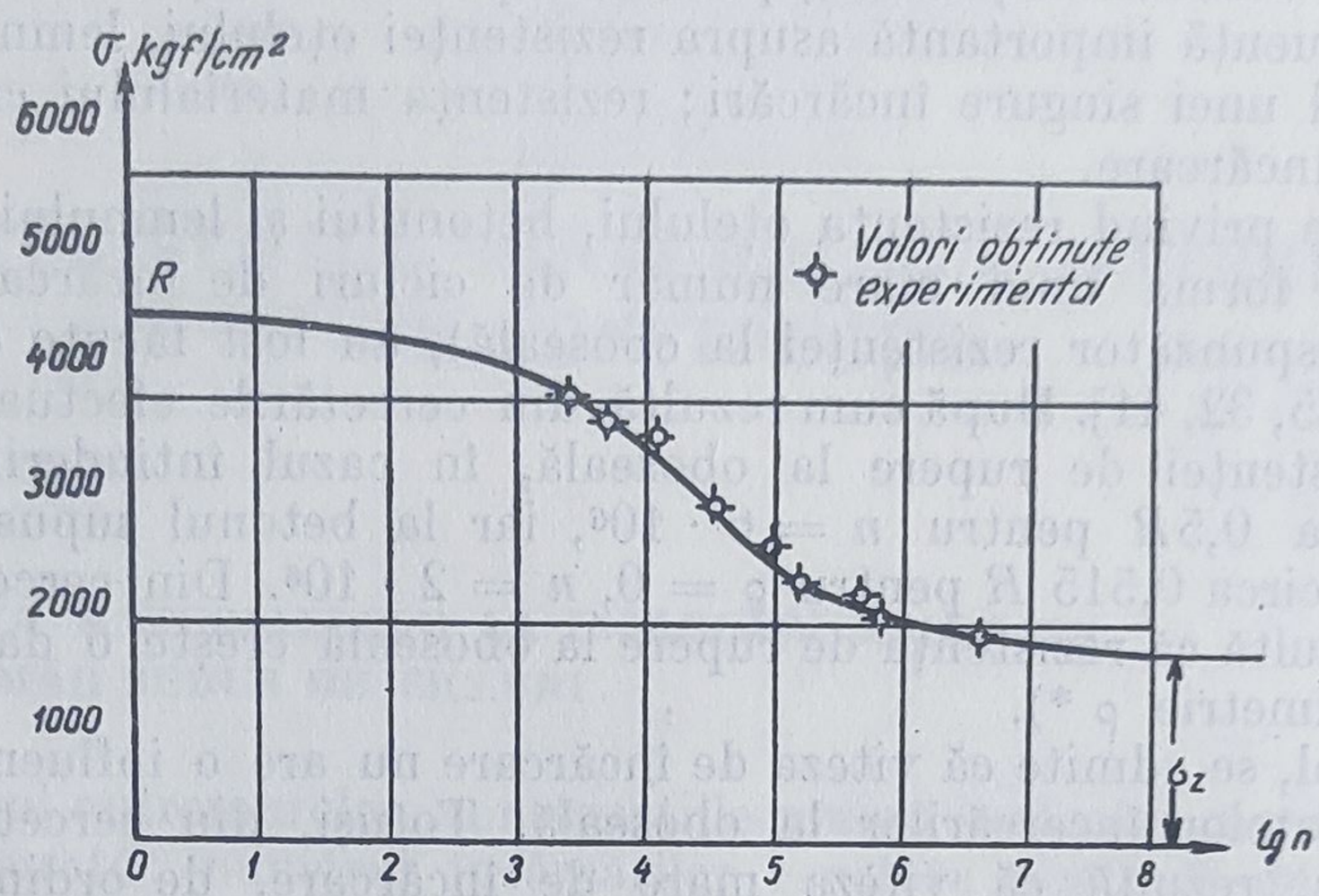


Fig. 97. Relația σ_n — lg n adoptată de F. Stűssi.

Rezultatele experimentale corespunzătoare încărcărilor cu 1 pînă la 100 cicluri sînt oarecum îndoielnice. Aceasta se datorește faptului că la pulsator este greu de obținut un număr atît de mic de cicluri de încărcare, cu amplitudinea necesară a variației încărcării și în consecință, se poate presupune că în acest domeniu autorii s-au folosit de un alt dispozitiv de încercare,

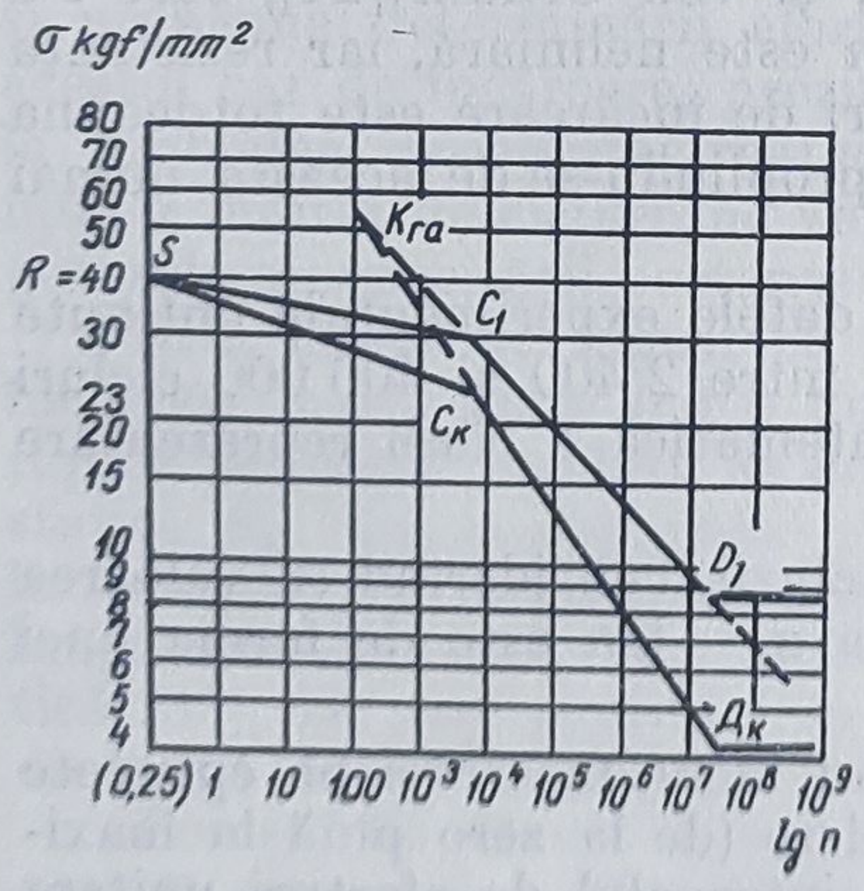


Fig. 98. Relația σ_n — lg n adoptată de B. N. Ducinscki.

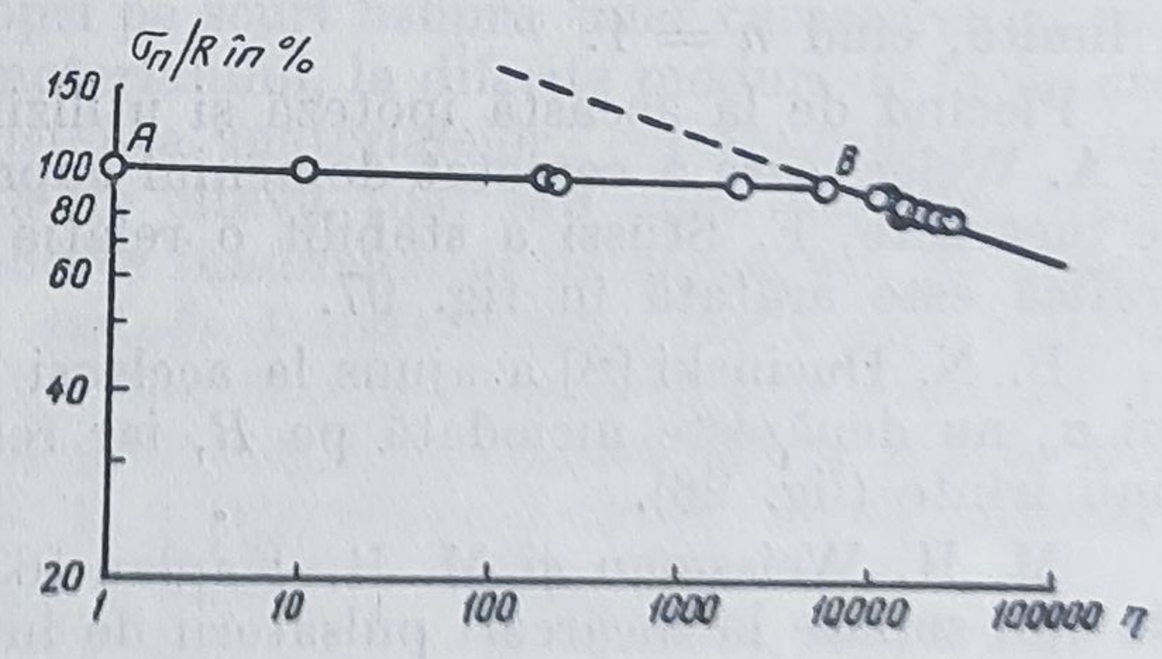


Fig. 99. Relația experimentală σ_n — lg n, dedusă pe baza rezultatelor încercărilor făcute de M. Weissman și M. Kaplan.

care nu asigură aceeași viteză de încărcare ca pulsatorul. Este posibil ca autorii, neacordînd o importanță prea mare acestui fapt, să nu-l fi amintit în articolul lor, considerînd că o modificare nu prea mare a vitezei de încărcare nu poate avea o influență esențială asupra rezultatelor încercării.

Autorul lucrării de față consideră că, chiar o viteză de încărcare de 50 de cicluri *) pe minut poate avea o influență sensibilă asupra rezultatelor.

În aceeași lucrare [63] se dă diagrama încercărilor efectuate pe epruvete de oțel, cu crestătură și fără crestătură, la încovoiere într-un singur plan după una și după două direcții, la încovoiere cu rotire și la întindere. Aceste încercări au fost făcute de mai mulți autori [47, 55, 56, 64], cu o viteză de încărcare pînă la 10 000 de cicluri pe minut (fig. 100). Din această figură

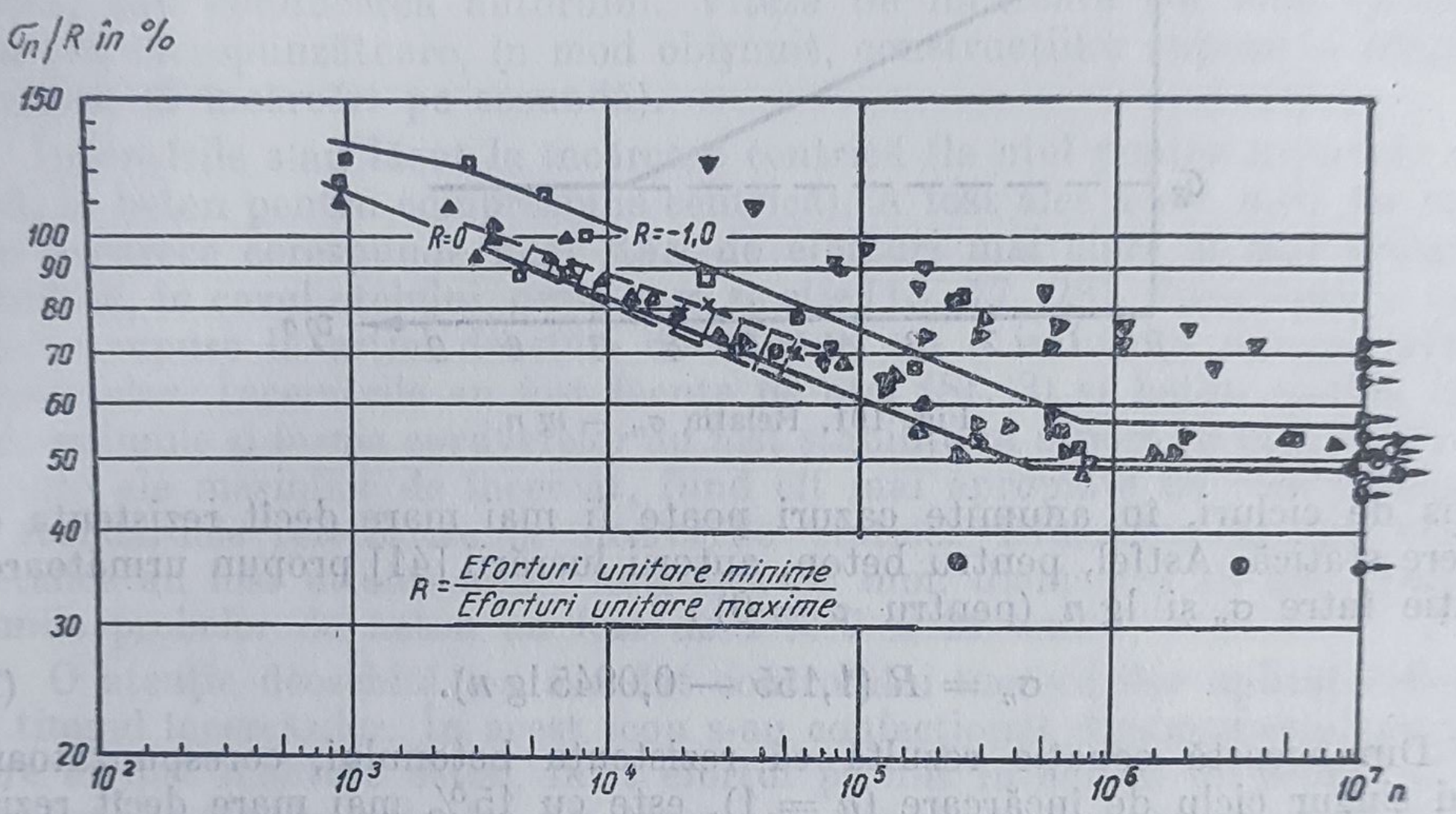


Fig. 100. Rezultatele cercetărilor experimentale asupra rezistenței la încărcări repetate.

rezultă că rezistența materialelor la încărcări repetate, depășește uneori considerabil rezistența de rupere la încărcări statice și că porțiunea oblică a diagramei la oboseală poate să nu aibă un punct de frîngere așa cum admite F. Stüssi, B. N. Ducinski, M. H. Weissman și M. H. Kaplan.

Autorul și-a expus punctul de vedere, care este diferit de cel arătat anterior, în lucrarea [18]; în această lucrare se presupune că la viteze corespunzătoare oscilațiilor obișnuite ale construcțiilor, relația σ_n —lg$n$ poate fi reprezentată printr-o dreaptă (fig. 101) a cărei ecuație este

$$\sigma_n = \sigma_z + (R - \sigma_z)\frac{\lg z - \lg n}{\lg z}, \qquad (1)$$

unde lg n este logaritmul numărului de cicluri pentru σ_n corespunzător; R este rezistența de rupere corespunzătoare vitezei de încărcare; σ_z este rezistența la oboseală corespunzătoare unui anumit coeficient de asimetrie; lg z este logaritmul numărului de cicluri corespunzător rezistenței de rupere la oboseală.

*) După părerea lui S. I. Ratner [30], viteza de încărcare în intervalul 350 pînă la 30 000 cicluri pe minut, are o influență neînsemnată asupra valorii rezistenței de rupere, în schimb vitezele mai mici (de exemplu de ordinul a 10 pînă la 20 cicluri pe minut) au o mare influență asupra acesteia. Totodată, influența vitezei de încărcare este cu atît mai mare, cu cît este mai mare intensitatea efortului unitar maxim.

Se pare că la aceleași concluzii au ajuns și autorii lucrărilor [47, 55, 56, 64] (cu privire la oțel) și [41] (cu privire la beton), admițînd că rezistența materialelor (a oțelului și a betonului) la încărcări repetate cu un număr

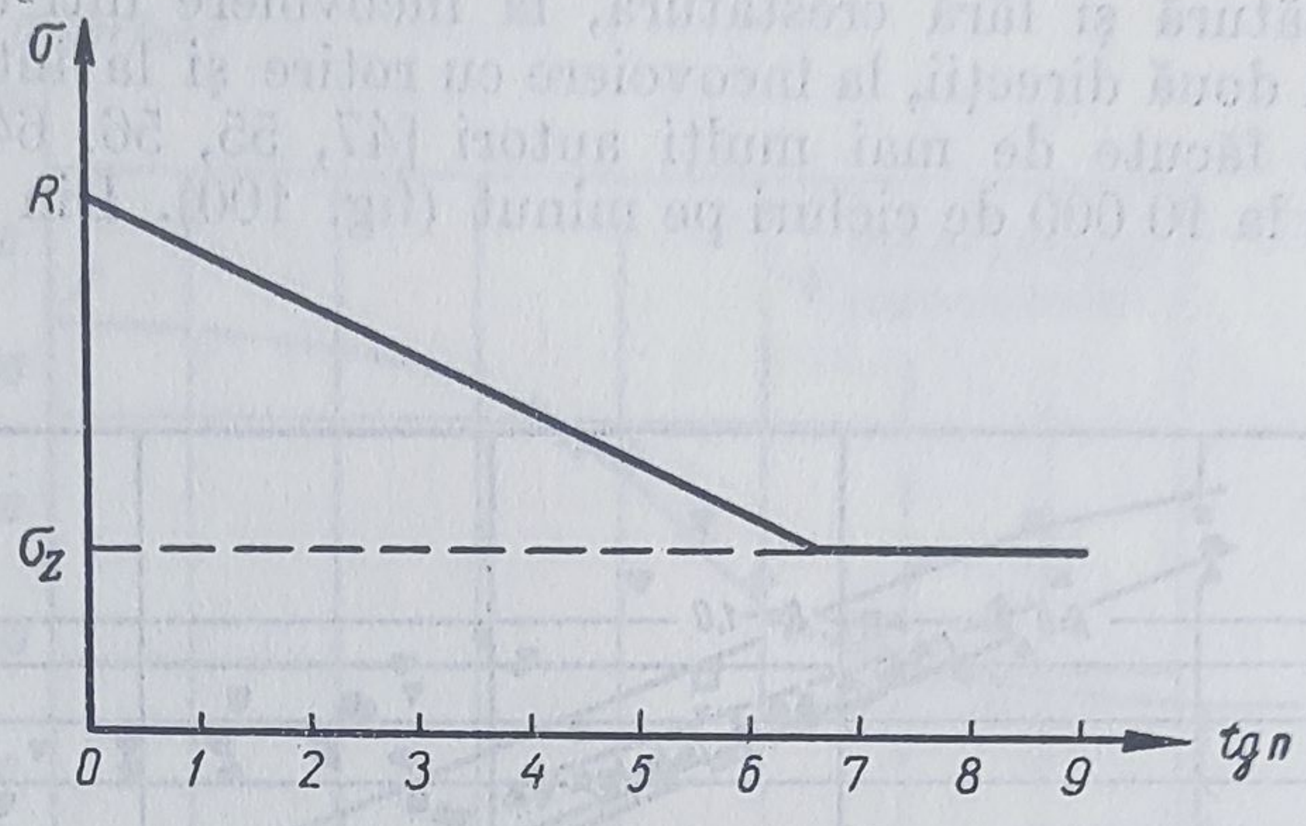


Fig. 101. Relația $\sigma_n - \lg n$.

redus de cicluri, în anumite cazuri poate fi mai mare decît rezistența de rupere statică. Astfel, pentru beton, autorii lucrării [41] propun următoarea relație între σ_n și $\lg n$ (pentru $\rho = 0$):

$$\sigma_n = R\,(1{,}155 - 0{,}0945 \lg n). \qquad (2)$$

Din această ecuație rezultă că rezistența betonului, corespunzătoare unui singur ciclu de încărcare ($n = 1$), este cu 15% mai mare decît rezistența de rupere statică (fig. 102).

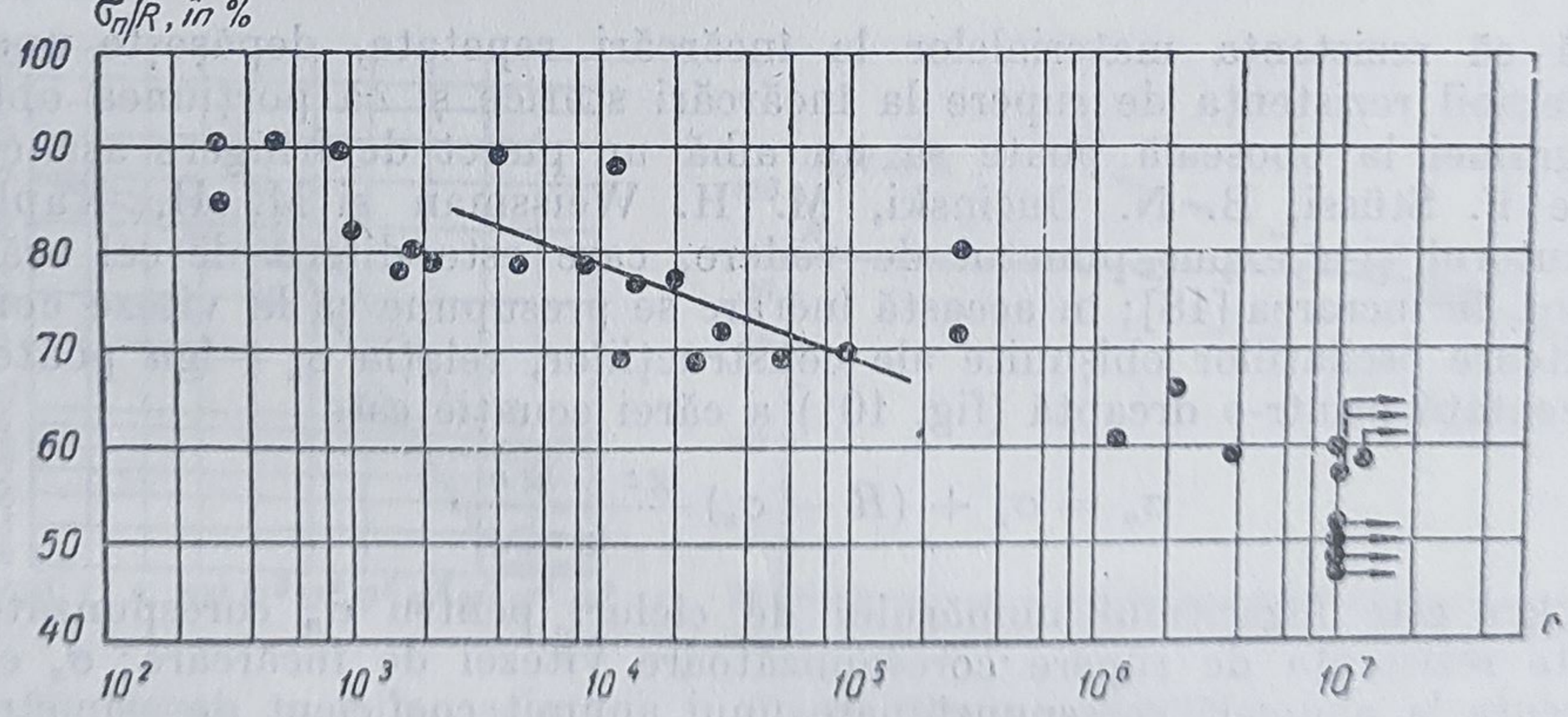


Fig. 102. Rezultatele cercetărilor experimentale după lucrarea lui John Antrim și John Mc Laughlin.

Din cele arătate mai înainte, se vede că, referitor la relațiile dintre rezistență și numărul ciclurilor de încărcare, în cazul încărcărilor repetate cu un număr redus de cicluri, există păreri contradictorii. Autorul consideră că asupra relației $\sigma_n - \lg n$ viteza de încărcare are o mare influență. Acest

lucru pare cu atît mai probabil, cu cît, așa cum s-a arătat anterior, viteza de încărcare are influență chiar asupra rezistenței de rupere la oboseală a oțelului [52] și betonului [53].

Pentru a clarifica problema relației σ_n —lg n în domeniul încărcărilor cu un număr redus de cicluri, la ȚNIISK au fost organizate cercetări experimentale asupra rezistenței oțelului și betonului supus la încărcări repetate cu maximum 1 000 de cicluri. Încercările au fost făcute de aspiranta G. V. Beceneva, sub conducerea autorului. Viteza de încărcare s-a luat apropiată de aceea corespunzătoare, în mod obișnuit, construcțiilor supuse la solicitări dinamice (5 încărcări pe secundă).

Încercările s-au făcut la încărcare centrică (la oțel pentru întindere centrică, la beton pentru compresiune centrică). A fost ales acest mod de încercare deoarece corespunde unei stări de eforturi mai clare și mai omogene. Totodată, în cazul oțelului, după cum se știe [13, 17, 28], dimensiunile epruvetelor supuse la astfel de stări de eforturi au o influență minimă asupra rezultatelor. Încercările au fost făcute pe oțel (St. 3) și beton (marca 200). Dimensiunile și forma epruvetelor au fost stabilite în raport cu caracteristicile tehnice ale mașinilor de încercat, fiind cît mai apropiate de cele prevăzute în standardele referitoare la încercările statice. Dimensiunile epruvetelor metalice au fost următoarele: lungimea 82 mm, diametrul 10 mm. Dimensiunile probelor de beton au fost de $7 \times 7 \times 21$ cm.

O atenție deosebită s-a acordat controlului încărcărilor aplicate efectiv în timpul încercărilor. În acest scop s-au confecționat dinamometre speciale, care au fost montate astfel, încît efortul produs în corpul de probă, să fie transmis și dinamometrului. Pe acesta din urmă au fost lipite mărci tarate în prealabil, citirile făcîndu-se cu ajutorul oscilografului. În total au fost încercate circa 100 de epruvete de oțel și 200 de prisme de beton.

În cele ce urmează sînt arătate rezultatele la care s-a ajuns pe baza cercetărilor experimentale.

După cum era de așteptat, s-a constatat că rezistența oțelului și a betonului depinde într-o mare măsură de viteza de încărcare. În cazul încărcării cu un singur ciclu avînd durata de circa 0,5 s, rezistența oțelului și a betonului a crescut cu circa 20% față de rezistența statică R. De asemenea, s-a constatat că viteza de încărcare are influență asupra limitei de curgere a oțelului; la o durată de încărcare de 0,2 pînă la 0,5 s limita de curgere a crescut cu circa 35% față de limita de curgere statică. Apoi, la încărcările ciclice la care a fost supus atît oțelul, cît și betonul, la 100 pînă la 200 cicluri de încărcare, rezistența a devenit egală cu R, iar la un număr mai mic de cicluri, a depășit rezistența de rupere. Astfel, de exemplu, la $n = 20$, rezistența oțelului a fost de circa 1,15 pînă la $1{,}2R$, iar aceea a betonului de circa $1{,}5R$.

Relația dintre rezistența σ_n și logaritmul numărului ciclurilor de încărcare lg n, în cazul oțelului (fig. 103), precum și în cel al betonului (fig.104), a fost liniară pînă la $n = 2...6 \cdot 10^6$ și nu s-au constatat punctele de frîngere. Prelucrarea rezultatelor cercetărilor experimentale (făcute de aspiranta G. V. Beceneva ș.a.) a permis deducerea următoarelor relații experimentale între σ_n și lg n pentru $\rho = 0$:

la oțel

$$\sigma_n = R\,(1{,}34 - 0{,}13 \lg n), \tag{3}$$

la beton

$$\sigma_n = R\,(1{,}16 - 0{,}09 \lg n). \tag{4}$$

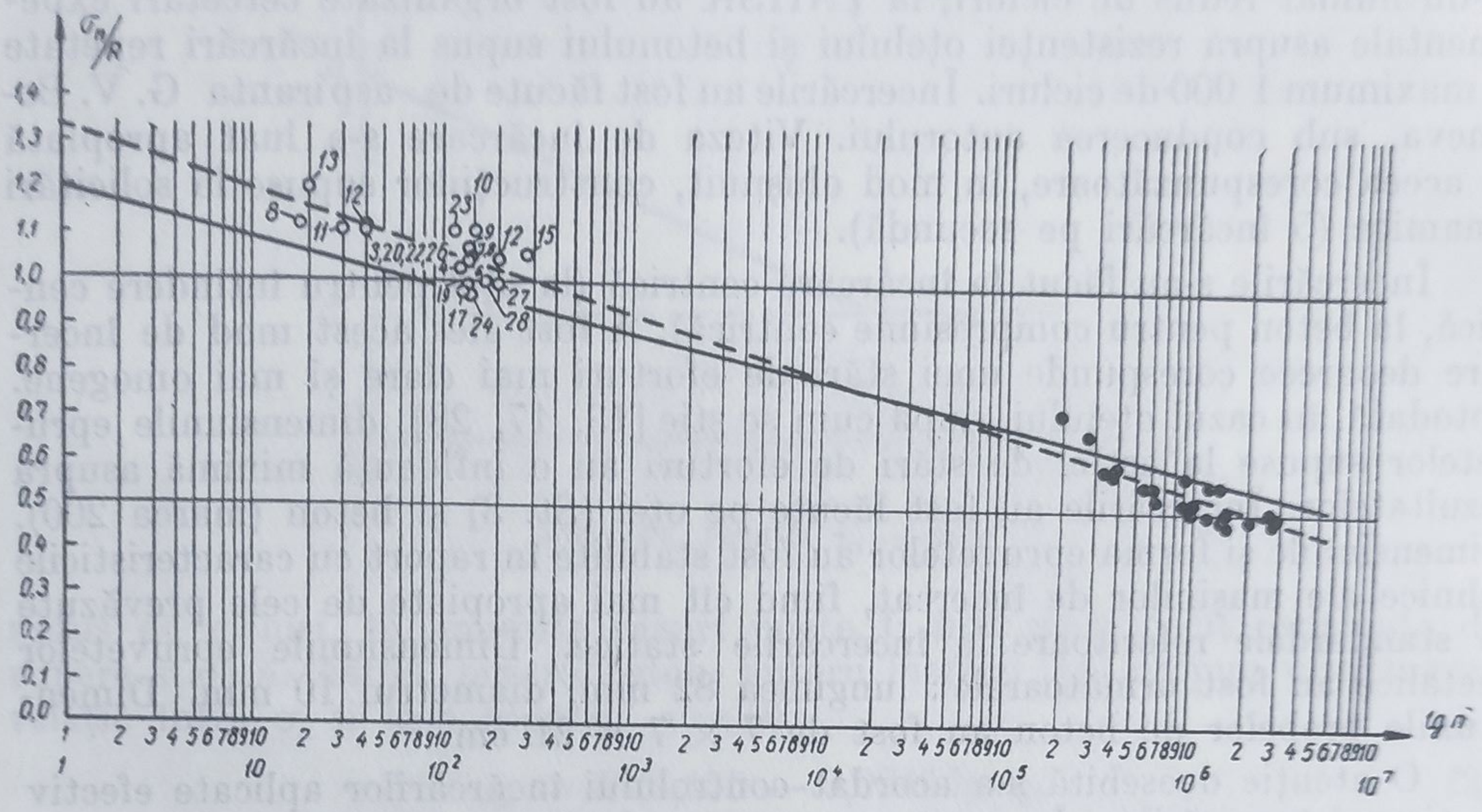


Fig. 103. Rezultatele cercetărilor experimentale efectuate de G. V. Beceneva și alții pe oțeluri.

Relația experimentală dintre σ_n și $\lg n$, obținută de G. V. Beceneva pentru beton și oțel, poate fi comparată cu ipotezele expuse în lucrările [18, 41]. Pentru aceasta, în formula (1) trebuie precizate valorile lui R, σ_z și z în raport cu condițiile în care au fost efectuate experimentările.

Rezistența R corespunzătoare unui singur ciclu de încărcare, după cum rezultă din experiențele lui G. V. Beceneva, a fost de circa $1{,}2\,R$ (la oțel și beton), iar rezistența de rupere la oboseală, după cum rezultă din datele experimentale obținute de alți cercetători, are următoarele valori: la beton $0{,}515\,R$ (pentru $z = 2 \cdot 10^6$), iar la oțel $0{,}498\ R$ (pentru $z = 6 \cdot 10^6$).

Înlocuind aceste valori în ecuația (1) aceasta devine:

pentru oțel

$$\sigma_n = R\,(1{,}2 - 0{,}1035 \lg n); \tag{5}$$

pentru beton

$$\sigma_n = R\,(1{,}2 - 0{,}109 \lg n). \tag{6}$$

Compararea ecuațiilor (2), (3), (4), (5), (6) conduce la concluzia că rezultatele experimentale obținute concordă satisfăcător cu ipoteza expusă anterior în lucrarea [18].

Din cele arătate anterior, se poate deduce că viteza de încărcare are o mare influență asupra efortului de rupere atît la oțel, cît și la beton, atît la un singur ciclu de încărcare, cît și la încărcări repetate.

Caracterul contradictoriu al părerilor emise de diferiți cercetători cu privire la relația $\sigma_n - \lg n$ se explică probabil, prin faptul că autorii amintiți nu au stăruit îndeajuns asupra problemei influenței vitezei de încărcare la

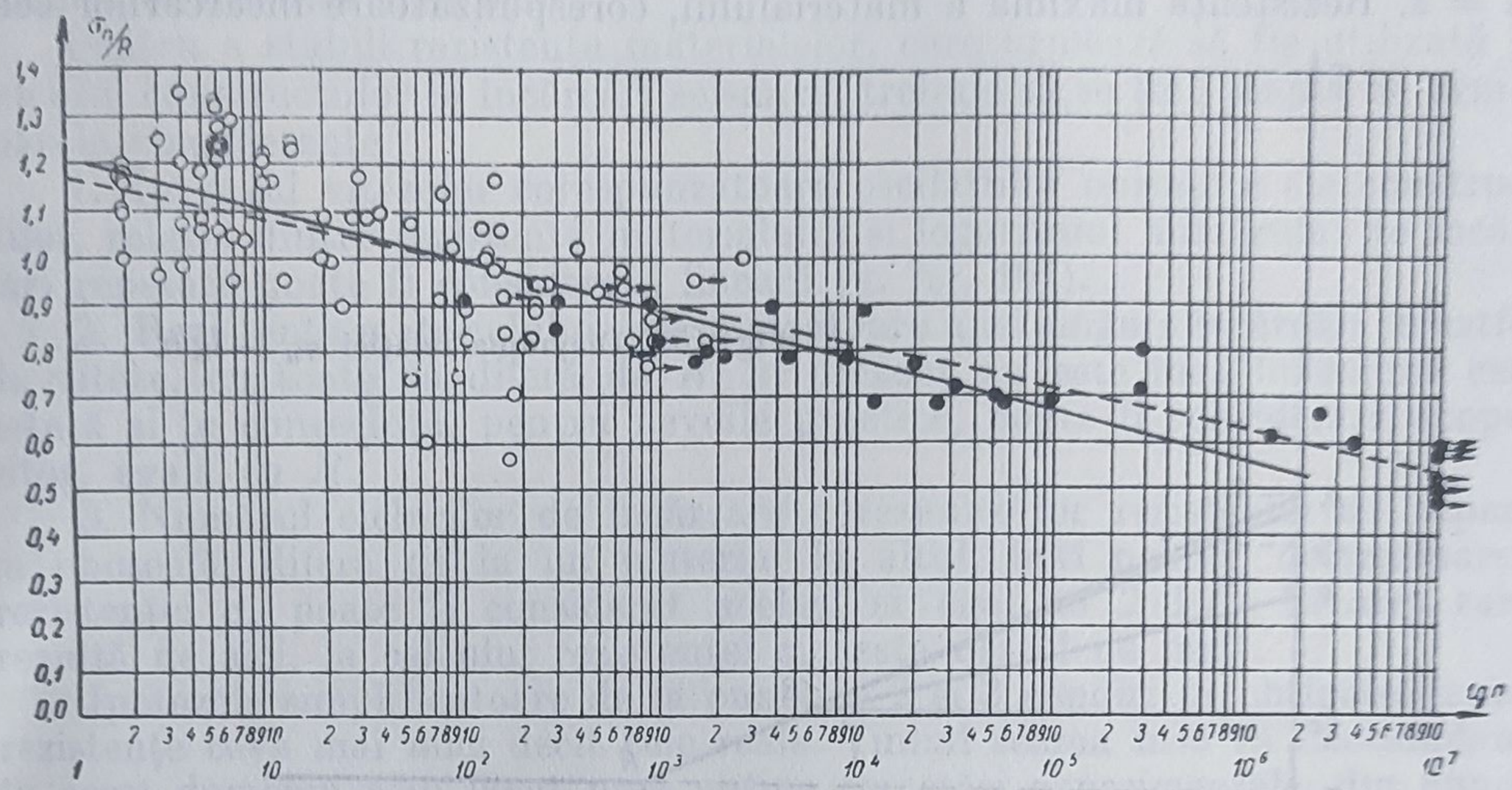


Fig. 104. Rezultatele cercetărilor experimentale făcute de G. V. Beceneva ș. a. asupra betonului.

încercări ciclice. Unii cercetători s-au referit, în ipotezele pe care le-au făcut cu privire la relația $\sigma_n - \lg n$, la viteze mari de încărcare, iar alții s-au referit la viteze mici. Dacă s-ar ține seama de influența vitezei de încărcare, contradicțiile dintre părerile privitoare la această problemă ar putea să dispară. Concluzia cea mai justă este că în cazul vitezelor mari de încărcare, relația $\sigma_n - \lg n$, nu are puncte de frîngere, iar în cazul încărcărilor lente, corespunzătoare celor statice obișnuite, relația $\sigma_n - \lg n$ poate fi neliniară.

Rezistența materialului la încărcări repetate poate fi ilustrată prin diagrama (fig. 105) propusă de G. V. Beceneva. Pe axa ordonatelor de pe această diagramă s-au luat eforturile unitare, iar pe axa absciselor s-a luat logaritmul numărului de cicluri de încărcare. Pe axa ordonatelor au fost trecute valorile eforturilor unitare corespunzătoare rezistenței de rupere la oboseală σ_z (pentru o anumită valoare a coeficientului ρ), ale rezistenței de rupere la încărcări de durată R_d, ale rezistenței de rupere la încărcări statice obișnuite R, ale rezistenței în cazul unui singur ciclu de încărcare R_1 cu o viteză care corespunde oscilațiilor construcțiilor precum și ale rezistenței la șoc $R_ș$. Pe axa absciselor s-a trecut o singură mărime $\lg z$ care este logaritmul numărului de cicluri de încărcare corespunzător rezistenței de rupere la oboseală.

După cum rezultă din diagramă, atîta timp cît eforturile unitare ale materialului se află în domeniul elastic, viteza de aplicare a încărcării nu are influență asupra rezistenței. După ce eforturile unitare trec de limita de elasticitate, viteza de încărcare începe să aibă influență asupra rezistenței materialului; această influență crește pe măsură ce se depășește limita deformațiilor elastice.

Rezistența maximă a materialului la încărcări repetate corespunde vitezelor maxime de aplicare a încărcării și este egală cu eforturile unitare corespunzătoare dreptei oblice superioare care unește pe $R_ș$ și σ_z pentru $n = z$. Rezistența maximă a materialului, corespunzătoare încărcărilor celor

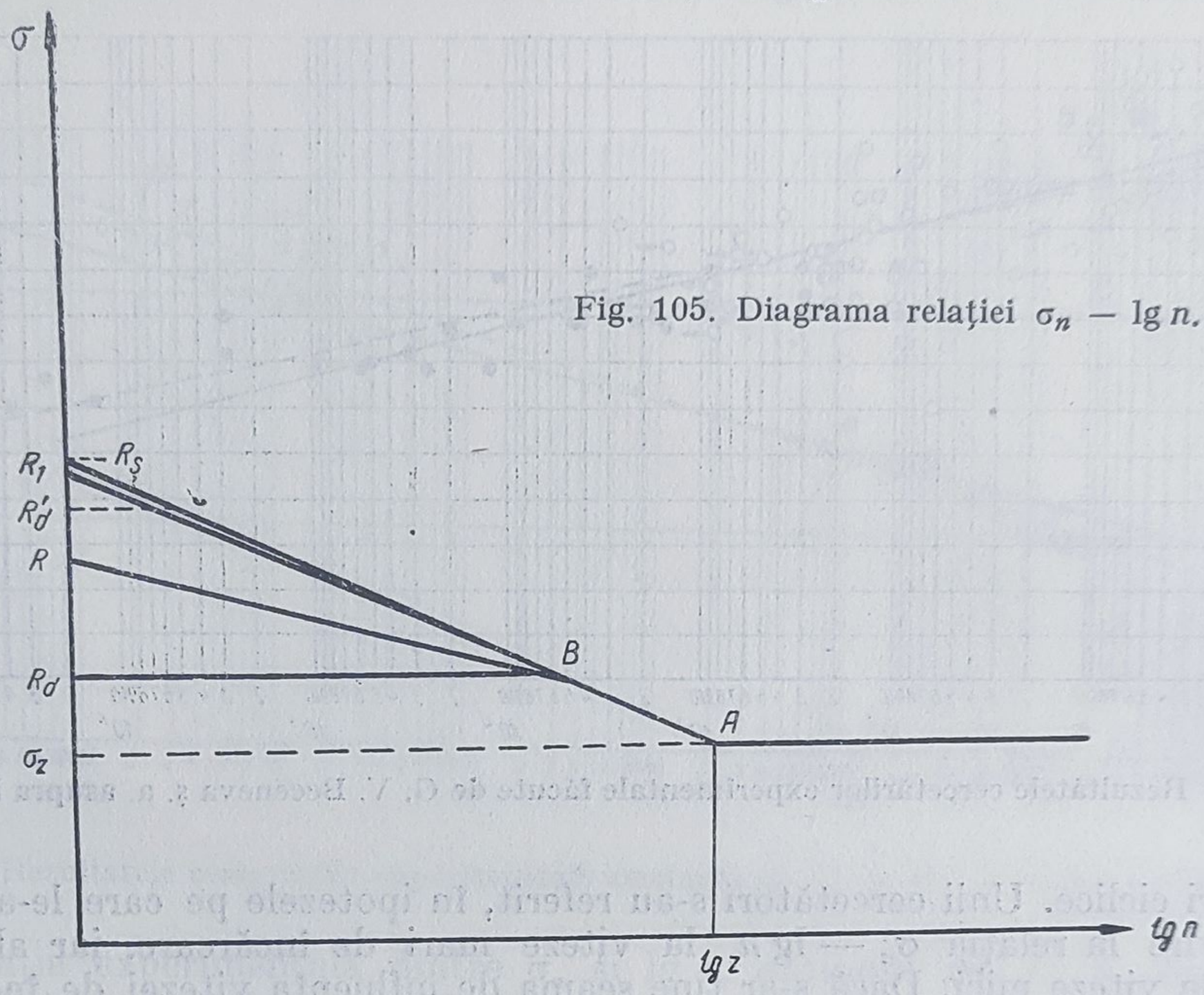


Fig. 105. Diagrama relației σ_n — lg n.

mai lente, (de ordinul anilor), este limitată de linia frîntă care unește pe R_d și σ_z. Toate celelalte cazuri care se pot întîlni în practică se situează, în raport cu viteza de încărcare, între aceste două limite. Astfel, de exemplu, dacă viteza de încărcare este aceea a încărcărilor statice obișnuite, rezistența materialului este determinată de linia care pornește din R. În acest caz, relația σ_n — lg n nu mai corespunde unei drepte, ci trebuie să aibă un punct de inflexiune sau o frîngere în jurul punctului B. Dacă însă viteza de încărcare este mai mare, partea stîngă a relației σ_n — lg n urcă, apropiindu-se de limita sa superioară, adică de dreapta $R_ș$ —σ_z.

Diagrama din fig. 105 ilustrează, calitativ, un material cu proprietăți plastice accentuate, la care diferența dintre R_d și $R_ș$ este mare. Cu cît materialul este mai casant, diferența dintre R_d și $R_ș$ (și deci și R) este mai mică, ca și influența vitezei de aplicare a încărcării. În acest caz, domeniul în care la viteze mici de încărcare relația σ_n — lg n poate deveni neliniară, se micșorează din ce în ce mai mult, așa cum se arată pe diagramă, prin linia continuă și întreruptă care unește pe R'_d cu σ_z.

Față de vitezele de încărcare folosite în cadrul cercetărilor experimentale ilustrate în fig. 103 și 104 (5 cicluri de încărcare pe secundă), rezistența materialelor a fost foarte apropiată de limita sa superioară și de aceea, nu s-a observat nici un punct de frîngere pe diagrama relației σ_n — lg n.

Se poate admite că în majoritatea cazurilor vitezele de încărcare, care se produc în materiale, pe timpul oscilațiilor construcțiilor, sînt deajuns de

apropiate de vitezele cercetate experimental [2]. În consecință, pentru determinarea rezistenței materialelor la încărcări repetate, este indicat să se adopte relația dintre σ_n și $\lg n$ propusă anterior în lucrarea [18] și confirmată de cercetările descrise mai sus.

Pentru a stabili rezistența materialelor, care urmează să fie utilizată în calculul construcțiilor la încărcări seismice, trebuie să se țină seama de următoarele considerente :

1. În cazul vitezelor corespunzătoare oscilațiilor obișnuite ale construcțiilor, relația dintre rezistența materialului și logaritmul numărului de încărcări repetate poate fi considerată lineară (v. fig. 101).

2. Rezistența materialului corespunzătoare unei singure încărcări cu astfel de viteze, cu toate că diferă de R, în prezent nu este încă îndeajuns cercetată și în consecință, pentru nevoile practice, poate fi considerată acoperitor, egală cu R.

3. Numărul ciclurilor de încărcare corespunzător rezistenței de rupere la oboseală, diferă de la un material la altul, însă pentru determinarea rezistenței σ_n poate fi considerat același și egal cu $2 \cdot 10^6$. Eroarea care rezultă de aici, la calculul rezistenței σ_n, este destul de mică.

Ipotezele simplificatoare de la punctele 2 și 3 conduc la obținerea unor rezistențe ceva mai mici decît cele reale. Ținînd seama însă că deocamdată în acest domeniu s-au făcut prea puține cercetări experimentale, din punct de vedere practic, adoptarea unor valori acoperitoare este pe deplin îndreptățită.

Utilizînd diagrama din fig. 106 și cunoscînd rezistența corespunzătoare unei singure încărcări R, rezistența de rupere la oboseală σ_z și numărul de încărcări corespunzător rezistenței la oboseală z, rezistența materialului (σ_n), corespunzătoare unui număr oarecare de cicluri de încărcare (n), se determină cu ușurință. Într-adevăr, din asemănarea triunghiurilor *ace* și *bcd* rezultă că

$$\frac{R - \sigma_z}{\sigma_n - \sigma_z} = \frac{\lg z}{\lg z - \lg n} \qquad (7)$$

și deci

$$\sigma_n = \sigma_z + (R - \sigma_z)\frac{\lg z - \lg n}{\lg z}. \qquad (8)$$

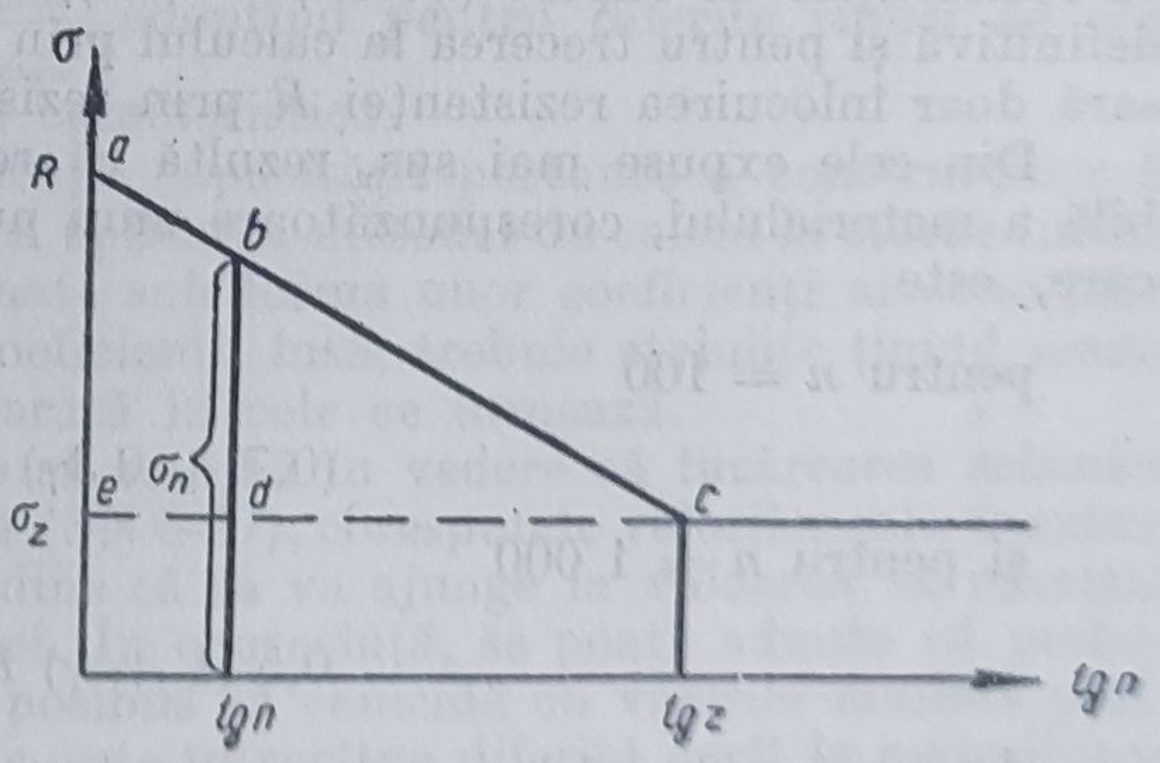


Fig. 106. Schema relației $\sigma_n - \lg n$, adoptată pentru determinarea rezistenței $\sigma_{n,\,adm}$.

Admițînd că R este tocmai rezistența de rupere la încărcări statice, iar $z = 2 \cdot 10^6$, valorile rezistenței σ_n, pentru $n = 100$ și 1 000 de cicluri de încărcare, sînt

$$\sigma_{100} = \sigma_z + (R - \sigma_z)\frac{\lg 2 \cdot 10^6 - \lg 100}{\lg 2 \cdot 10^6} = 0{,}683\ R + 0{,}317\ \sigma_z \approx \qquad (8')$$
$$\approx 0{,}7\ R + 0{,}3\ \sigma_z$$

și

$$\sigma_{1\,000} = 0{,}524R + 0{,}476\sigma_z \approx 0{,}5R + 0{,}5\sigma_z. \qquad (8'')$$

În aceste expresii σ_z nu este o mărime univocă, depinzînd de intervalul de variație a efortului unitar al materialului în timpul unui ciclu de încărcare și poate fi exprimată sub forma

$$\sigma_z = \gamma R, \qquad (9)$$

unde

$\gamma = \dfrac{1}{a - b\dfrac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}}$ este un coeficient de reducere a rezistenței materialului, în cazul încărcării repetate cu un număr mare de cicluri;

σ_{min} și σ_{max} — valoarea minimă și maximă a eforturilor unitare;

a și c — coeficienți a căror determinare se face conform recomandărilor din lucrarea [17].

Ținînd seama de relația (9), expresiile σ_n din ecuațiile (8) se pot scrie sub forma:

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{100} &= (0{,}7 + 0{,}3\gamma)\, R; \\ \sigma_{1000} &= 0{,}5\,(1 + \gamma)\, R. \end{aligned}\right\} \qquad (10)$$

În cazul materialelor a căror capacitate portantă se determină în raport cu rezistențele de rupere (beton, zidărie), expresiile (10) reprezintă o formă definitivă și pentru trecerea la calculul prin metoda stărilor limită este necesară doar înlocuirea rezistenței R prin rezistența de calcul.

Din cele expuse mai sus, rezultă că rezistența de calcul minimă posibilă a materialului, corespunzătoare unui număr limitat de cicluri de încărcare, este

pentru $n = 100$

$$(0{,}7 + 0{,}3\gamma)\, R$$

și pentru $n = 1\,000$

$$0{,}5\,(1 + \gamma)\, R.$$

În cazul materialelor a căror capacitate portantă se exprimă prin limita de curgere (σ_c) (cazul oțelului) sau prin rezistența de durată (R_d) (lemnul), ecuațiile (10) necesită oarecare transformări pentru a exprima relația dintre σ_n și mărimile amintite. În acest scop, partea dreaptă a expresiilor (10) se înmulțește și se împarte la σ_c sau R_d, iar rapoartele R/σ_c și R/R_d se notează prin c; în modul acesta se obțin expresiile: $\sigma_{100} = (0{,}7\,c + 0{,}3\,\gamma_1 c)\,\sigma_c$ (sau respectiv R_d) și $\sigma_{1000} = (0{,}5c + 0{,}5\gamma_1 c)\,\sigma_c$ (sau respectiv R_d).

În relațiile de mai sus, indicele 1 al coeficientului γ a fost introdus pentru ca acesta să nu fie confundat cu coeficientul γ adoptat în formulele finale pentru care pot fi folosite datele cuprinse în literatură [17].

Ținînd seama de observația precedentă, produsul $\gamma_1 c$ este egal cu γ.

Introducînd valorile coeficienților a, b și c recomandate anterior [17], rezultă următoarele relații :

$$\left.\begin{array}{l} \text{a) pentru construcții metalice} \\ \sigma_{100} = (1{,}4 + 0{,}3\ \gamma)\ \sigma_c; \\ \sigma_{1000} = (1 + 0{,}5\gamma)\ \sigma_c; \\ \text{b) pentru armătura construcțiilor din beton armat} \\ \sigma_{100} = (1{,}2 + 0{,}3\gamma)\ \sigma_c; \\ \sigma_{1000} = (0{,}8 + 0{,}5\gamma)\ \sigma_c; \\ \text{c) pentru lemn} \\ \sigma_{100} = (1 + 0{,}3\gamma)\ R_d; \\ \sigma_{1\,000} = (0{,}7 + 0{,}5\gamma)\ R_d. \end{array}\right\} \quad (10')$$

Aplicarea formulelor (10) pentru rezolvarea problemelor practice, ar putea fi considerată indicată numai în cazurile în care valorile eforturilor care se produc în construcție ar putea fi determinate mai mult sau mai puțin precis. Întrucît însă, în cazul solicitărilor seismice, calculul este destul de aproximativ, este mai just să nu se procedeze la diferențierea valorilor coeficientului γ în funcție de $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$, adoptînd pentru diferite tipuri de construcții o singură valoare, mai caracteristică.

În tratarea problemei normării capacității portante a construcțiilor în condițiile solicitărilor seismice, cu aplicarea metodei de calcul la stările limită, corecțiile amintite pot fi exprimate sub forma unor coeficienți ai condițiilor de lucru (m); valorile acestor coeficienți, însă, trebuie stabilite ținînd seama și de alți factori, așa cum se arată în cele ce urmează.

Astfel, de exemplu, trebuie să se aibă în vedere că încărcarea seismică de calcul, recomandată în norme (SN 8-57), corespunde valorilor sale maxime și nu se poate afirma cu certitudine că ea va ajunge la valoarea sa maximă pe timpul exploatării construcției. În consecință, se poate admite că probabilitatea ca încărcarea maximă posibilă să coincidă cu valorile minime posibile ale rezistențelor materialelor, este întrucîtva diferită decît la majoritatea construcțiilor încărcate static. De asemenea, se poate admite ca construcția să sufere unele degradări, însă numai din cele care nu produc distrugeri urmate de victime omenești.

Ținînd seama de considerentele de mai sus, în formulele (10) și (10') trebuie introduse corecții în raport cu natura materialului.

Fără a stărui în detaliu asupra diferitelor considerente legate de valorile cantitative ale acestor corecții pentru diferite materiale *), în continuare

*) Această problemă este expusă în detaliu în lucrarea [19].

se dau valorile orientative ale coeficienților condițiilor de lucru care pot fi recomandate pentru calculul construcțiilor la solicitări seismice:

construcții metalice	$m = 1{,}35 - 1{,}6$
construcții de lemn	$m = 1{,}3 - 1{,}6$
construcții de beton armat:	
pentru armătură	$m = 1{,}05 - 1{,}35$
pentru beton	$m = 1 - 1{,}1$
construcții de zidărie:	
la încovoiere	$m = 1{,}2 - 1{,}35$
la lunecare	$m = 1{,}05 - 1{,}3.$

Coeficienții de mai sus au fost folosiți la elaborarea „Normelor și regulilor de construcție în regiuni seismice“ (S. N. 8—57) în care au fost introduși cu oarecare rotunjiri și anume: pentru metal și lemn 1,4, iar pentru beton armat, beton și zidărie 1,2.

O mențiune specială necesită elementele de construcție din beton precomprimat. În general la aceste construcții se folosesc oțeluri de înaltă rezistență cu proprietăți plastice neînsemnate (fără palier de curgere). Rezistențele de calcul ale acestor oțeluri sînt condiționate de rezistența lor de rupere și în consecință creșterea vitezei de încărcare, față de viteza corespunzătoare încărcărilor statice, nu poate avea o influență sensibilă asupra rezistenței materialului. După cum rezultă din fig. 105, diferența dintre rezistențele materialului, în funcție de viteza de încărcare, este limitată la un domeniu foarte redus (triunghiul $R_s C R'_d$) și pentru majoritatea valorilor lui n (chiar și pentru cele foarte mici), rezistența materialului este mai mică decît R. Nedispunînd de date experimentale cu privire la rezistența elementelor de construcție din beton precomprimat la încărcări repetate, în prezent nu se pot face propuneri concrete care să permită o apreciere numerică a scăderii probabile (sau a creșterii, ceea ce însă este mai puțin probabil) a rezistenței acestor elemente la solicitări seismice. Ținînd seama de aceasta, la stabilirea valorilor coeficienților condițiilor de lucru m, pentru elementele de construcție din beton precomprimat, nu se introduc nici un fel de corecții la rezistențele de calcul corespunzătoare încărcărilor statice, adică se ia $m = 1$.

În fine, se menționează că corecțiile arătate anterior nu se aplică la elementele a căror capacitate portantă este condiționată de stabilitate și nu de rezistența lor.

2. RIGIDITĂȚILE DINAMICE ALE ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚIE

Pentru efectuarea calculului dinamic al construcțiilor, în vederea determinării încărcărilor seismice, este necesară cunoașterea proprietăților elastice ale materialelor, adică a modulilor de elasticitate. Aceste caracteristici depind de numeroși factori și de aceea stabilirea valorii lor este o problemă dificilă. Astfel, de exemplu, proprietățile elastice ale materialelor variază o dată cu starea lor de eforturi, în special o dată cu depășirea limitei de elasticitate. La aceasta se adaugă influența unui mare număr de stări de tensiune locale, care nu pot fi exprimate în formă analitică și care au o mare influență asupra

caracteristicilor materialului construcției. În consecință, proprietățile elastice ale materialelor nu pot fi cercetate independent de elementele de construcție sau de clădirile respective. Problema alegerii valorilor modulilor de elasticitate pentru diferite tipuri de clădiri, este tratată în cap. III. În paragraful de față, se tratează doar unele probleme cu caracter general.

La calculul deformațiilor elementelor de construcție încărcate static, în mod obișnuit, prezintă interes determinarea valorilor lor maxime posibile, care, după cum se știe, depind atît de deformațiile elastice, cît și de postacțiunea elastică și de deformațiile ireversibile legate de proprietățile plastice ale materialului. În calculele dinamice, însă, pentru determinarea perioadelor, formelor și amplitudinilor oscilațiilor, este necesar să se cunoască numai proprietățile care permit determinarea deformațiilor elastice ale materialului sau ale elementului de construcție. Evident, caracteristica ce exprimă toate deformațiile materialului (inclusiv deformațiile plastice și cele provenite din postacțiunea elastică) diferă de caracteristicile care exprimă numai deformațiile elastice.

Pentru ilustrarea celor arătate mai sus, în fig. 107, prin curba *oab* a fost reprezentată relația dintre deformația totală (y) a elementului de construcție și încărcarea (p) în cazul încărcării statice obișnuite, relativ lente. Deformația totală Oc cuprinde atît partea elastică, cît și cea ireversibilă *). În urma descărcării elementului de construcție, dispare numai partea elastică a deformației cd. Din diagramă se vede că pentru determinarea săgeții maxime a elementului încărcat static, este necesară caracteristica elastică definită prin înclinarea dreptei cb, iar pentru determinarea perioadei oscilațiilor proprii ale sistemului prin înclinarea dreptei db. În aceasta constă diferența dintre caracteristicile elastice statice și dinamice ale elementului de construcție sau dintre modulii de elasticitate statici și dinamici ai materialului.

Încercările făcute pe elemente de construcție simple (grinzi, cadre, stîlpi) și care au constat din determinarea experimentală, statică și dinamică, a proprietăților lor elastice, au dus la următoarea concluzie : valorile modulilor de elasticitate, determinate pe baza frecvențelor oscilațiilor proprii, sînt destul de apropiate de valorile obținute pe baza încărcărilor statice, ținînd seama numai de partea elastică a deformației (adică porțiunea dc din fig. 107). Acest lucru este valabil nu numai pentru elementele executate dintr-un singur material, cum ar fi de exemplu metalul sau lemnul, dar și pentru betonul armat, unde datorită faptului că armătura lucrează la întindere, iar betonul la compresiune, pe timpul oscilațiilor, cînd eforturile unitare schimbă de semn, s-ar părea că rigiditatea elementelor ar trebui să nu corespundă cu valoarea ei statică, fiind mai mică decît aceasta.

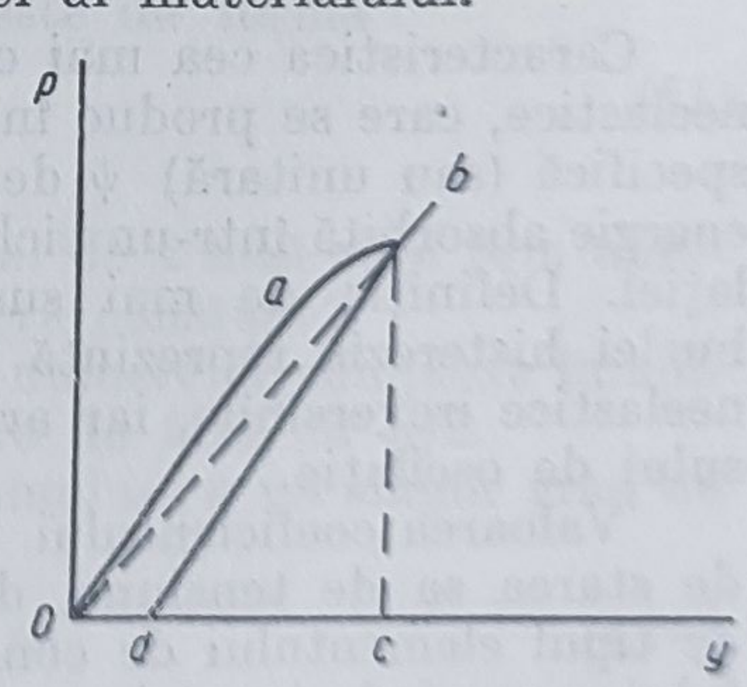


Fig. 107. Schema diagramei $p - y$ corespunzătoare încărcării-descărcării statice.

*) În cazul încărcării de scurtă durată, deformațiile provenite din postacțiunea elastică, practic nu prezintă importanță.

O importanță deosebită, din punct de vedere practic, o are problema stabilirii caracteristicilor elastice necesare în calcule, pentru ca rezultatele acestora să coincidă cît mai bine cu fenomenele reale. Numeroasele comparații făcute între rezultatele experimentale și valorile obținute prin calcul, pe baza modulilor de elasticitate corespunzători valorilor normate, arată că ele asigură o bună concordanță. Totodată, cu privire la construcțiile de beton armat, se menționează că este necesar să se ia în considerație întreaga arie a secțiunii betonului, atît cea comprimată, cît și cea întinsă, iar valoarea modulului de elasticitate E_l trebuie să fie corespunzătoare elementelor comprimate și nu celor încovoiate.

În lucrarea de față, nu se citează rezultatele cercetărilor experimentale, care confirmă cele arătate anterior, întrucît această problemă a fost tratată în numeroase publicații [16, 36].

Trebuie să se aibă în vedere, însă că, concordanța dintre rigiditățile de calcul ale elementelor de construcție și valorile lor efective are loc numai în cazul încărcărilor de exploatare obișnuite sau al unor încărcări ceva mai mari, care nu produc degradări importante ale construcțiilor. Dacă însă calculul construcțiilor se face într-un stadiu apropiat de rupere, concordanța amintită dispare în urma micșorării proprietăților elastice efective. Acest fapt are o mare importanță pentru calculul la solicitări seismice, întrucît intensitatea forțelor seismice depinde de rigiditatea construcțiilor și scade o dată cu aceasta din urmă.

3. CARACTERISTICILE AMORTIZĂRII ȘI INTRODUCEREA LOR ÎN CALCUL LA REZOLVAREA PROBLEMELOR DINAMICE

Caracteristica cea mai obiectivă și mai precisă, a proceselor ireversibile neelastice, care se produc în construcții pe timpul oscilațiilor, este absorbția specifică (sau unitară) ψ de energie, egală cu raportul dintre cantitatea de energie absorbită într-un ciclu de procesele neelastice și energia totală a oscilației. Definiția de mai sus este ilustrată grafic în fig. 108, în care aria buclei histerezis reprezintă cantitatea de energie cheltuită pentru procese neelastice ireversibile, iar aria triunghiului oay_0 este energia totală a procesului de oscilație.

Valoarea coeficientului ψ depinde de natura și de calitatea materialului, de starea sa de tensiune, de durata de încărcare, de calitatea execuției și de tipul elementului de construcție, de temperatura și umiditatea materialului, uneori de intensitatea degradărilor suferite, precum și de alți factori. În consecință, coeficientul ψ nu are valori constante și chiar la aceleași materiale și elemente de construcție variază între limite destul de largi.

Valorile numerice ale coeficienților ψ sînt date în numeroase publicații [4, 15, 16, 23, 36]. Ele cuprind valorile coeficientului ψ pentru diferite materiale și elemente de construcție și au fost determinate la stări de tensiune diferite, prin procedee diferite. Cu toate că se dispune de numeroase date, alegerea valorilor coeficientului ψ pentru nevoile de calcul, prezintă dificultăți destul de mari, întrucît datele amintite caracterizează în special fie materialul, fie un element de construcție simplu. Mult mai puțin nume-

roase sînt datele privitoare la amortizarea oscilațiilor întregii clădiri, alcătuite dintr-o serie întreagă de elemente de construcție și executate din diferite materiale.

În scopul de a orienta pe cititor în această problemă, în cele ce urmează (tabela 31) se dau valorile coeficientului ψ pentru diferite tipuri de elemente; aceste date au fost luate din lucrarea [16] și completate de E. S. Sorokin [36].

În tabela 32 sînt cuprinse rezultatele cercetărilor experimentale referitoare la amortizarea clădirilor, considerate în ansamblu; majoritatea acestor date a fost publicate abia în ultimii ani.

Ținînd seama de datele menționate anterior, pentru calculul practic s-a luat $\psi = 0{,}6$.

Să trecem acum la problema modului de introducere în calcul a amortizării la cercetarea proceselor de oscilație.

În ultimii ani, în literatura sovietică a căpătat răspîndire ipoteza cunoscută sub denumirea de ipoteza Sorokin [35, 36]. Conform acestei ipoteze, relația dintre efortul unitar din material (σ) și alungirea sa specifică (ε) este de forma:

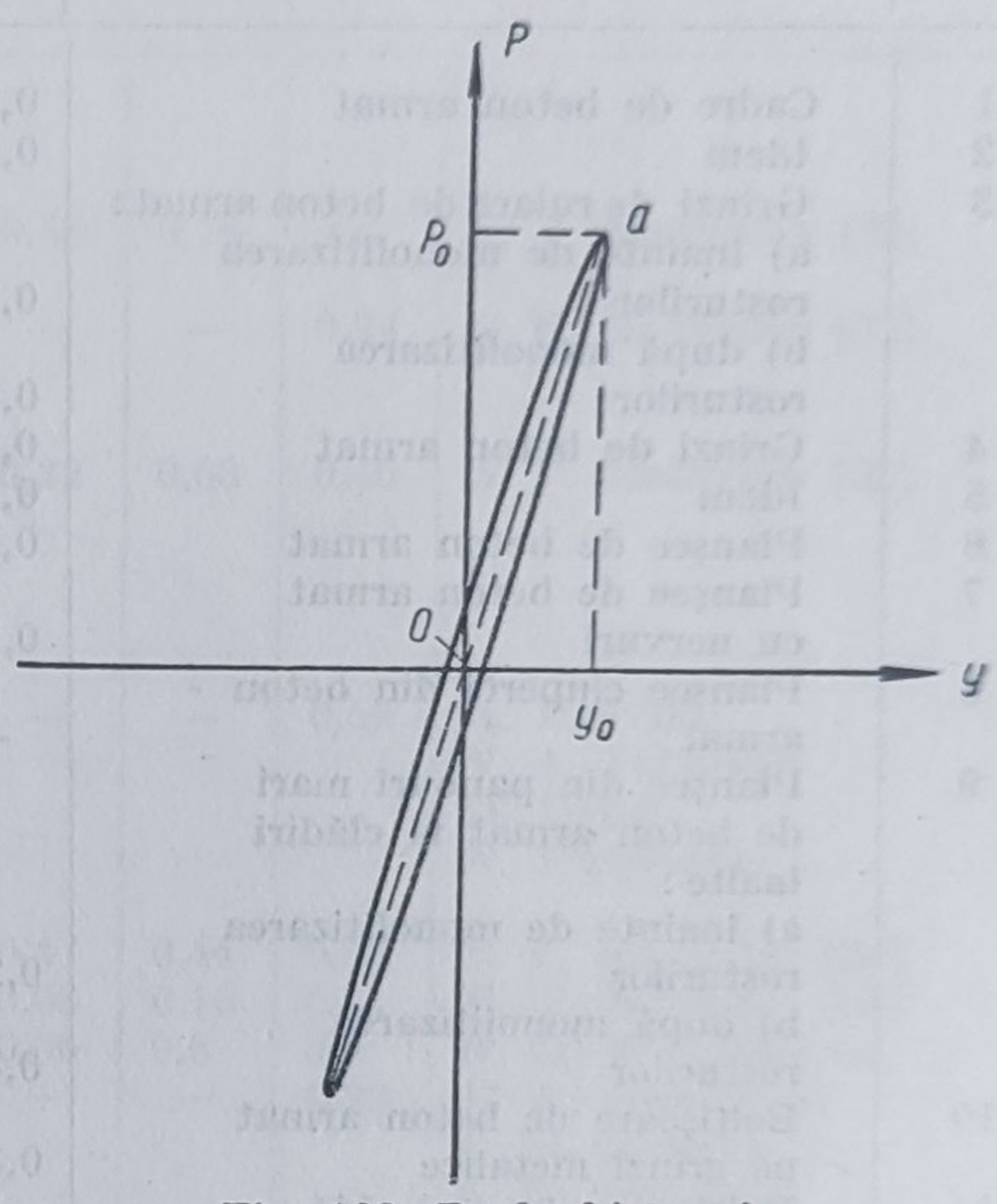


Fig. 108. Bucla histerezis.

$$\sigma = (1 + i\nu)\, E\varepsilon, \tag{11}$$

unde E este modulul de elasticitate;

ν — un coeficient care depinde funcțional de ε însă care prin aproximare, în mod obișnuit, se consideră constant;

i — mărime imaginară; conform teoriei numerelor complexe înmulțirea cu i echivalează cu o decalare de fază cu $\pi/2$.

Admițînd ipoteza lui Sorokin, oscilațiile sistemului cu un singur grad de libertate se exprimă astfel:

$$m\ddot{y} + (1 + i\varkappa)\, ky = P(t), \tag{12*}$$

unde m este masa sistemului;

k — rigiditatea sistemului;

$P(t)$ — efortul dinamic aplicat pe sistem.

În esență, ipoteza lui Sorokin se reduce la următoarele: forța de amortizare ($i\varkappa ky$) se consideră o funcție de deformație și nu de viteza de deformație așa cum se admite în ipoteza lui Voigt; forța de amortizare este

*) Acest mod de introducere în calcul a amortizării a fost adoptat anterior (în anul 1947) de V. S. Martîșkin în lucrarea sa „Amortizarea vibrațiilor cu ajutorul amortizoarelor„ [21].

Tabela 31

Valorile coeficientului ψ pentru diferite elemente de construcție

Nr. crt.	Tipul de element de construcție	Coeficientul ψ			Cercetătorul și sursa bibliografică
		de la	pînă la	media	
1	Cadre de beton armat	0,35	0,45	0,38	N. P. Pavliuk [26]
2	Idem	0,16	0,33	0,25	O. A. Savinov [31]
3	Grinzi de rulare de beton armat:				
	a) înainte de monolitizarea rosturilor	0,24	0,4	0,32	E. S. Sorokin [36]
	b) după monolitizarea rosturilor	0,38	0,56	0,47	
4	Grinzi de beton armat	0,16	0,41	0,25	I. L. Korcinski [15]
5	Idem	0,35	0,78	0,56	N. P. Pavliuk [26]
6	Planșee de beton armat	0,32	0,57	0,44	M. Rosen [57]
7	Planșee de beton armat cu nervuri	0,39	0,78	0,57	E. S. Sorokin [36]
8	Planșee ciuperci din beton armat	—	—	0,56	V. Hort [36]
9	Planșee din panouri mari de beton armat la clădiri înalte:				
	a) înainte de monolitizarea rosturilor	0,2	0,24	0,22	O. I. Tomson [36]
	b) după monolitizarea rosturilor	0,44	0,6	0,52	
10	Bolțișoare de beton armat pe grinzi metalice	0,36	1	0,68	M. F. Barstein [36]
11	Bolțișoare de cărămidă pe grinzi metalice	0,47	0,9	0,68	E. S. Sorokin [36]
12	Stîlpi de cărămidă:				
	a)cu mortar de ciment	0,05	0,56	0,19	R. O. Melik-Adamian [23[
	b) cu mortar mixt	0,08	0,64	0,19	
	c) cu mortar de var	0,1	0,64	0,29	
13	Modele de pereți autoportanți din cărămizi cu grosimea de 0,5 cărămizi	0,2	0,55	0,37	A. I. Rabinovici [36]
14	Zidărie de cărămidă (solicitată la compresiune) cu mortar mixt marca 30	—	—	0,48	
15	Zidărie de cărămidă (solicitată la compresiune):				
	a) cu mortar de ciment marca 100	—	—	0,19	B. N. Karapetian [36]
	b) cu mortar mixt marca 30	—	—	0,22	
	c) cu mortar de var marca 4	—	—	0,33	
16	Grinzi de lemn	0,04	0,1	0,07	I. L. Korcinski [15]
17	Grinzi de lemn încleiate	—	—	0,12	V. S. Martișki [16]
18	Grinzi de lemn bătute în cuie	0,17	0,41	0,3	I. L. Korcinski [16]
19	Planșeu de lemn pe grinzi încleiate cu secțiunea închisă	0,23	0,43	0,33	R. O. Melik-Adamian [16]
20	Planșeu pe placă de lemn	0,38	0,47	0,42	
21	Planșeu de lemn, obișnuit	—	—	0,35	

Tabela 32

Valorile coeficientului ψ pentru clădiri şi alte tipuri de construcţii

Nr. crt.	Tipul de clădire	Coeficientul			Cercetătorul şi sursa bibliografică
		de la	pînă la	media	
1	Clădiri din zidărie de cărămidă, cu înălţimea de la 7 la 24 m	0,48	0,76	0,6	S. V. Medvedev [22]
2	Castel de apă din zidărie de cărămidă	—	—	0,74	S. V. Medvedev [22]
3	Clădiri pe schelet, cu umplutură de zidărie de cărămidă	0,32	0,68	0,46	S. V. Medvedev [22]
4	Clădire cu pereţi exteriori din zidărie de cărămidă şi planşee de beton armat pe coloane de fontă	—	—	0,59	A. Lvovski V. A. Petkevici D. Ucitel N. Hamidulin
5	Coşuri de fum din zidădărie de cărămidă	0,4	0,44	0,42	S. V. Medvedev [22]
6	Coşuri de fum metalice	0,08	0,16	0,11	M. F. Barştein [36]
7	Poduri de beton armat	0,06	0,8	0,4	B. M. Weinblatt [4]
8	Idem	—	—	0,29	E. A. Sehniaşvili I. S. Sarkisov I. E. Bius [33]
9	Idem	—	—	0,63	M. Rosen [57]
10	Poduri metalice	0,04	0,3	0,17	S. A. Bernştein [1]
11	Idem	0,02	0,29	0,17	S. A. Iliasevici [11]
12	Fundaţii de beton armat pentru turbogeneratoare	0,7	1,2	0,8	V. V. Makaricev[20]

decalată faţă de forţa elastică (ky) cu unghiul $\pi/2$; forţa de amortizare este proporţională cu forţa elastică. În continuare se face analiza acestor trei ipoteze.

Problema relaţiei dintre forţa rezistentă şi viteza oscilaţiei a fost cercetată, în detaliu [42—46, 48, 49, 51, 58]. În limitele vitezelor de oscilaţie, care se întîlnesc în mod obişnuit la construcţii, amortizarea este independentă de viteza de deformaţie, fiind funcţie, în primul rînd, de amplitudinea deformaţiei. Ipoteza că forţa rezistentă depinde de deformaţie a fost admisă de numeroşi autori şi în trecut [6, 14, 21, 27, 59] şi evident, trebuie considerată justă.

Cea de a doua ipoteză cu privire la decalarea de fază dintre forţa elastică şi forţa de amortizare, cu toate că nu poate fi considerată complet demonstrată, este verosimilă şi convenabilă din punct de vedere matematic şi în consecinţă, de asemenea trebuie admisă.

În sfîrşit, cea de a treia ipoteză, conform căreia forţa rezistentă este proporţională cu forţa elastică, coincide întocmai cu o parte analogă a ipo-

tezei lui N. P. Pavliuk, expusă în lucrarea [26]. Din punct de vedere principial, această parte a ipotezei nu este valabilă. Forțele de amortizare depind de procesele ireversibile, legate la rîndul lor de deformațiile neelastice ale materialului, iar acestea progresează pe măsura creșterii deformațiilor sis-

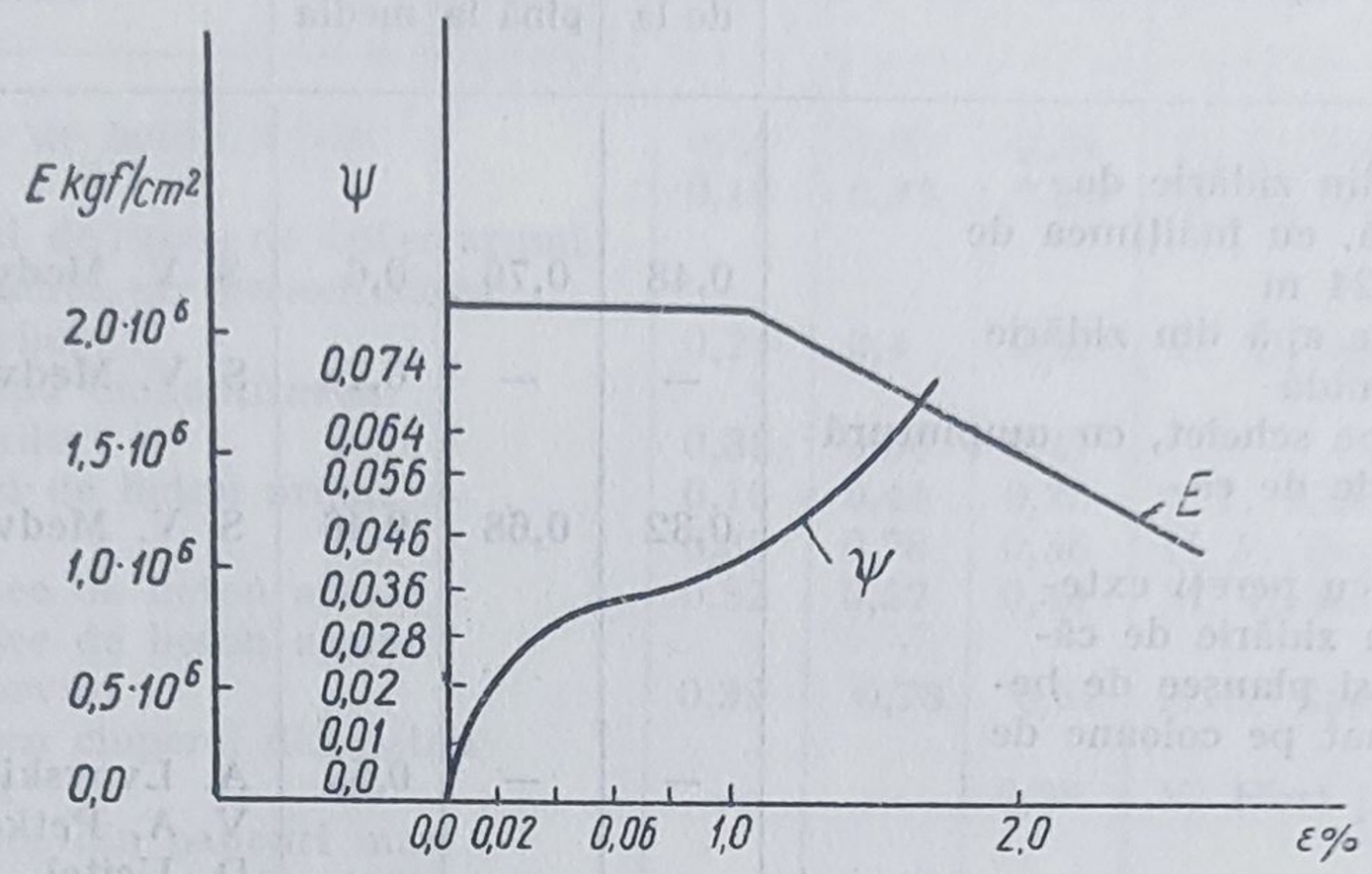


Fig. 109. Diagramele E și ψ în funcție de alungirea ε.

temului, în timp ce creșterea forțelor elastice, dimpotrivă, devine mai lentă. Acest fenomen poate fi pus în evidență, recurgînd la reprezentarea grafică a parametrilor care caracterizează forțele elastice și forțele rezistente și

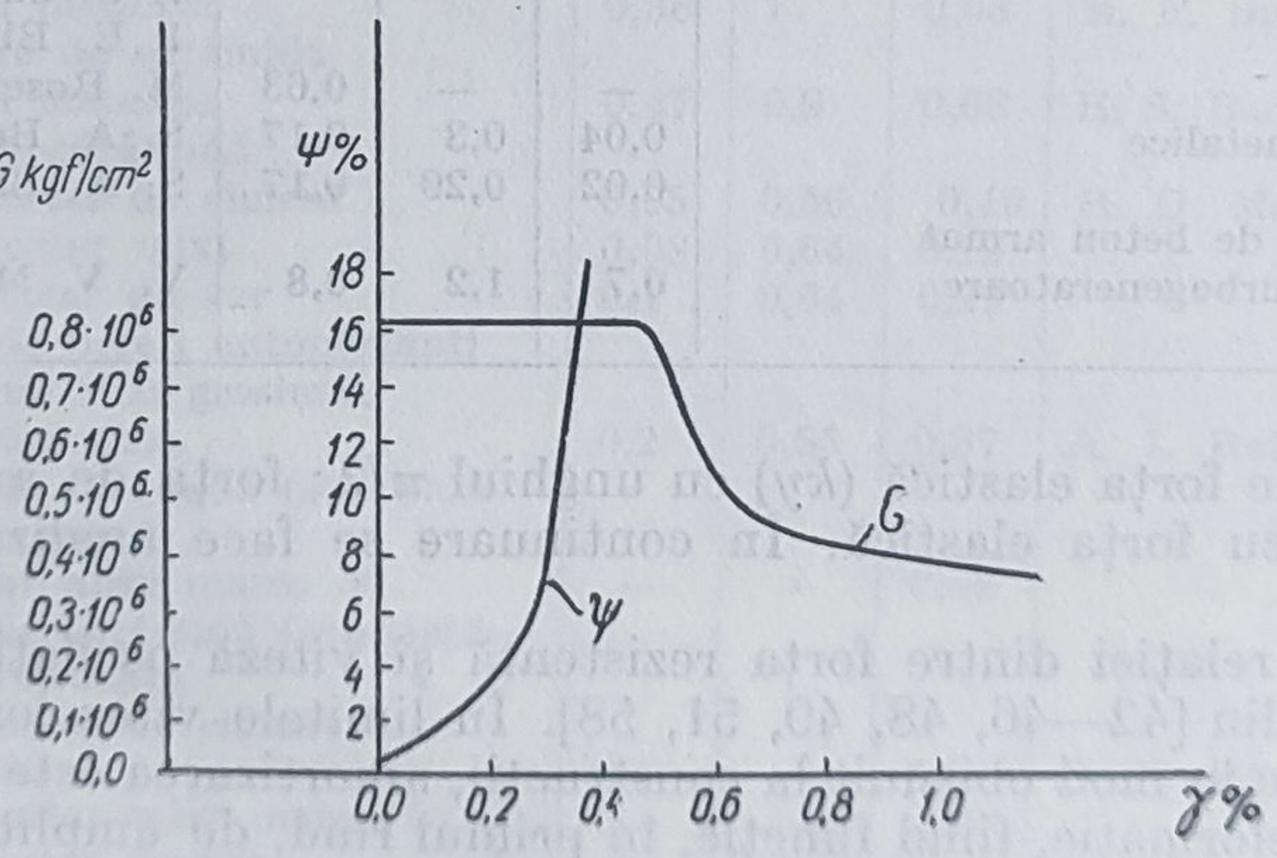


Fig. 110. Diagramele G și ψ în funcție de deformația unghiulară γ.

anume modulul de elasticitate al materialului (E sau G) și absorbția specifică de energie pe timpul oscilațiilor (ψ) în funcție de deformație (ε, γ sau y). În fig. 109—110, această relație este reprezentată grafic pentru cazul metalului [62]. La alte materiale, intensitatea cu care scade modulul de elasticitate și crește coeficientul ψ, o dată cu creșterea deformațiilor, evident, este diferită, însă în toate cazurile, o dată cu creșterea deformației, modulul de elasticitate se micșorează, iar amortizarea crește. Această relație calitativă între

E și ψ, conform căreia creșterea uneia dintre aceste caracteristici este însoțită de micșorarea celeilalte, a fost constatată de mai mulți cercetători, fiind tratată în lucrările [3, 4, 15, 23]. Chiar în cazul lemnului, unde în limitele eforturilor unitare obișnuite ($\sigma \approx 100 — 150$ kgf/cm^2), valoarea coeficientului ψ este mai constantă, iar dincolo de această limită, amortizarea crește sensibil o dată cu micșorarea modulului E. Pentru confirmarea celor arătate anterior, în fig. 111 se dau rezultatele cercetărilor experimentale pe două elemente de

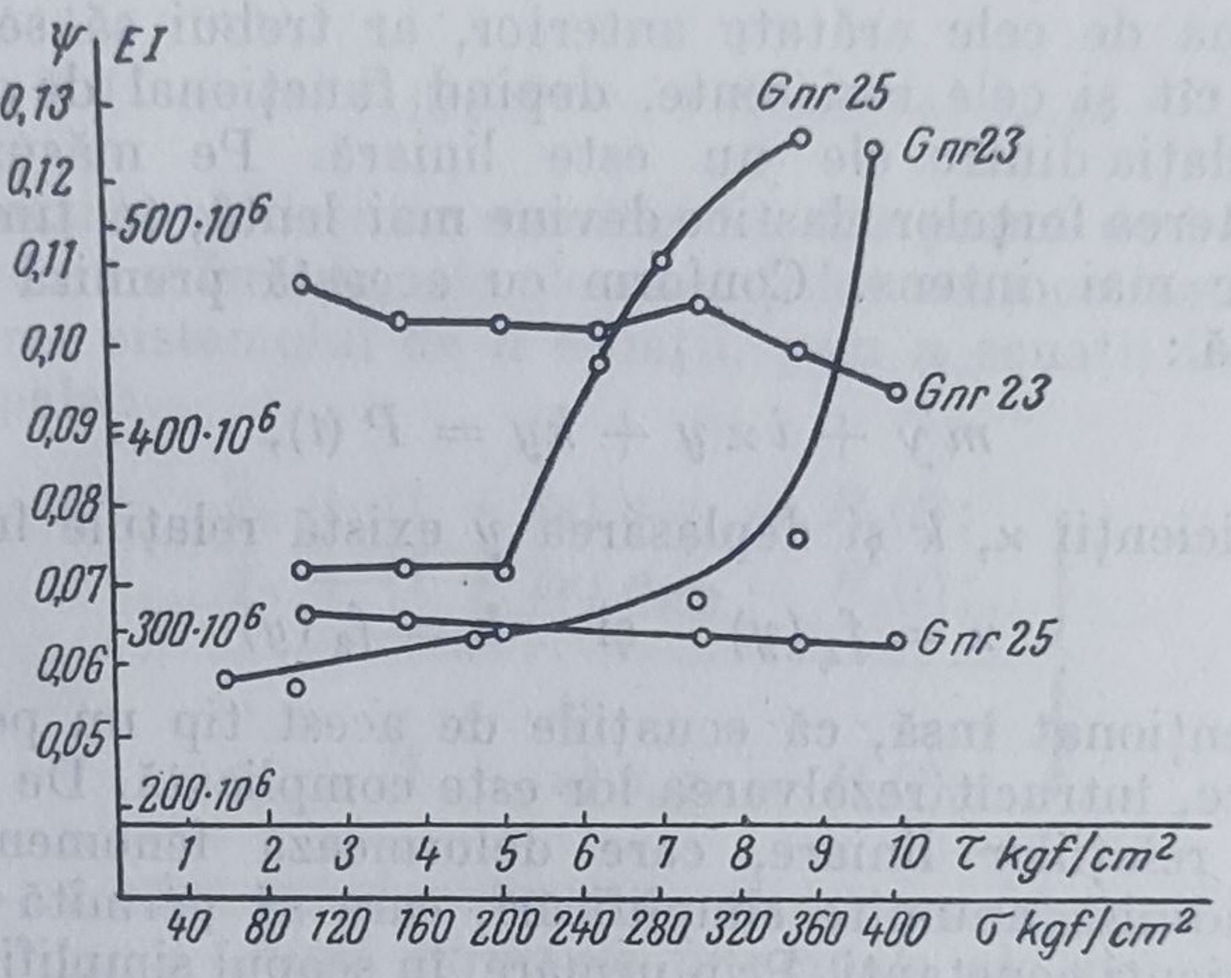


Fig. 111. Diagramele E_I și ψ în funcție de eforturile unitare σ și τ.

lemn (de mărime naturală) încercate la încovoiere, ca grinzi cu o singură deschidere *). Valorile eforturilor unitare de pe axa absciselor corespund eforturilor maxime din fibrele elementelor.

Porțiunile drepte, aproape orizontale, de pe diagramele coeficientului ψ, determinate în funcție de eforturile unitare și care s-au observat la unele încercări [35—37], nu infirmă cele arătate anterior, întrucît ele corespund unor anumite limite restrînse ale variației efortului unitar și se referă la o parte redusă a volumului elementului încercat, în timp ce relația principală dintre ψ, E și ε nu poate fi demonstrată pe cale experimentală. Într-adevăr, dacă elementul considerat este o consolă, chiar domeniul eforturilor unitare egale sau mai mari decît 80% din valorile lor maxime (în raport cu care se construiește diagrama) cuprinde doar 3% din volumul elementului încercat.

Toate cercetările în care intervalul de variație a deformațiilor a fost mai mare și în special, a depășit limitele de elasticitate, demonstrează că o dată cu creșterea deformațiilor, caracteristicile elastice se micșorează, iar amortizarea crește.

*) Încercările au fost efectuate de autor în anul 1938, însă nu au fost publicate pînă în prezent.

În consecință, cea de-a treia parte a ipotezei lui Sorokin contrazice concepțiile principiale asupra interpretării fizice a forțelor rezistente și trebuie respinsă.

Adoptarea acestei ipoteze ar putea fi justificată numai în cazul în care renunțarea la ea ar complica prea mult rezolvarea problemelor practice.

În cele ce urmează, se fac cîteva considerații asupra necesității celei de a treia părți a ipotezei lui Sorokin, referitoare la proporționalitatea dintre forțele de amortizare și cele elastice.

Ținînd seama de cele arătate anterior, ar trebui să se admită că atît forțele elastice, cît și cele rezistente, depind funcțional de deformațiile sistemului, însă relația dintre ele nu este liniară. Pe măsura creșterii deformațiilor, creșterea forțelor elastice devine mai lentă, în timp ce forțele de amortizare cresc mai intens. Conform cu această premiză ecuația (12) ar trebui să devină:

$$m\ddot{y} + i\varkappa y + ky = P(t), \qquad (13)$$

unde între coeficienții $\varkappa$, k și deplasarea y există relațiile funcționale:

$$\varkappa = f_1(y) \quad \text{și} \quad k = f_2(y).$$

Trebuie menționat însă, că ecuațiile de acest tip nu pot fi folosite în calculele practice, întrucît rezolvarea lor este complicată. De aceea, cu toată imperfecțiunea relațiilor liniare, care deformează fenomenele reale, este necesar să se admită anumite simplificări, care să permită stabilirea unor ecuații cu coeficienți constanți. Prin urmare, în scopul simplificării problemei, este indicat să ne oprim asupra ecuației (13) admițînd însă că, coeficienții $\varkappa$ și k sînt mărimi constante, independente de y.

În acest caz, s-ar părea că se revine la ecuația inițială (12), dedusă pe baza ipotezei lui Sorokin, întrucît orice coeficient constant din ecuația (13), cum este de exemplu coeficientul $\varkappa$, poate fi exprimat sub forma unui produs de doi factori dintre care unul să fie coeficientul k. Această concluzie este valabilă însă numai sub aspectul că soluția matematică a ecuațiilor (12) și (13) este aceeași și că în consecință, procedeul matematic elaborat de E. S. Sorokin pentru ipoteza sa, poate fi aplicat și în cazul ecuației (13). Totodată însă, renunțarea la cea de-a treia premiză a ipotezei lui Sorokin, cu privire la proporționalitatea dintre forțele rezistente și cele elastice, prezintă și anumite avantaje. Avantajul cel mai important este de ordin principial, întrucît se înlătură o premiză greșită și inutilă, fără a se aduce vreun prejudiciu simplității rezolvării problemelor practice.

Întrucît coeficienții care exprimă forțele elastice și forțele de amortizare sînt independenți unul față de altul, există posibilitatea de a li se atribui diferite valori (care variază reciproc) pentru diferite limite ale stării de eforturi a materialului. Astfel, dacă elementul de construcție lucrează în limite apropiate de zona elastică, raportul dintre coeficienții $\varkappa$ și k trebuie să fie minim. Dacă însă, sistemul se află într-un domeniu apropiat de rupere, raportul $\varkappa/k$ are valoare maximă. Pentru fiecare din aceste cazuri, este indicat să se ia niște valori medii ale coeficienților $\varkappa$ și k, stabilite astfel ca deformațiile sistemului, calculate pe baza lor, să exprime cît mai fidel amplitudinile maxime ale oscilațiilor elementului.

În continuare se face o analiză analogă cu privire la sistemele cu mai multe grade de libertate.

Ecuațiile oscilațiilor sistemului cu mai multe grade de libertate sînt date de E. S. Sorokin sub forma:

$$\left.\begin{aligned} &m_1\ddot{y}_1 + (1 + i\varkappa)\, k_{11}y_1 + \ldots + (1 + i\varkappa)\, k_{1n}y_n = P_1(t), \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &m_n\ddot{y}_n + (1 + i\varkappa)\, k_{n1}y_1 + \ldots + (1 + i\varkappa)\, k_{nn}y_n = P_n(t). \end{aligned}\right\} \qquad (14)$$

Astfel, ecuațiile oscilațiilor amortizate, din punct de vedere al rezolvării lor matematice, nu diferă de cele ale oscilațiilor neamortizate și în consecință, permit înlocuirea sistemului de n ecuații, prin n ecuații independente după direcții principale:

$$\left.\begin{aligned} &\ddot{q}_1 + (1 + i\varkappa)\, a_1q_1 = R_1(t); \\ &\ddot{q}_2 + (1 + i\varkappa)\, a_2q_2 = R_2(t); \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ddot{q}_n + (1 + i\varkappa)\, a_nq_n = R_n(t), \end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

unde $q_1, q_2, \ldots, q_n$ sînt coordonate generalizate corespunzătoare oscilațiilor după direcțiile principale ale sistemului;

$a_1, a_2, \ldots, a_n$ — coeficienți constanți, corespunzători direcțiilor principale ale sistemului;

$R_1(t), R_2(t), \ldots, R_n(t)$ — forțe exterioare generalizate corespunzătoare direcțiilor principale.

Posibilitatea de a înlocui sistemul de n ecuații prin n ecuații independente, constituie, fără îndoială, un mare avantaj al ipotezei lui E. S. Sorokin. Trebuie menționat însă că înlocuirea sistemului de ecuații prin ecuații independente, se realizează și fără a se admite condiția de proporționalitate dintre forțele rezistente și cele elastice, adică scriind ecuațiile oscilațiilor conform cu ecuația (13).

Într-adevăr, ecuațiile

$$\left.\begin{aligned} &m_1\ddot{y}_1 + (k_{11} + i\varkappa_{11})\, y_1 + \ldots + (k_{1n} + i\,\varkappa_{1n})\, y_n = P_1(t); \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &m_n\ddot{y}_n + (k_{n1} + i\,\varkappa_{n1})\, y_1 + \ldots + (k_{nn} + i\,\varkappa_{nn})\, y_n = P_n(t) \end{aligned}\right\} \qquad (16)$$

se pot scrie de asemenea analog cu (15), devenind:

$$\left.\begin{aligned} &\ddot{q}_1 + (a_1 + i\,\varkappa_1)\, q_1 = R_1(t); \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ &\ddot{q}_n + (a_n + i\,\varkappa_n)\, q_n = R_n(t). \end{aligned}\right\} \qquad (17)$$

În acest din urmă sistem de ecuații, spre deosebire de (15), caracteristicile amortizării $\varkappa$ din toate ecuațiile independente (17) au valori diferite. S-ar părea că acest lucru este mai puțin convenabil din punct de vedere practic, decît în soluția corespunzătoare ipotezei lui Sorokin. Totuși, aceasta prezintă avantajul că diferențierea coeficienților justifică introducerea diferitelor valori pentru caracteristicile amortizării, atunci cînd sistemul oscilează după diferite direcții principale și cînd stările de eforturi ale sistemului sînt diferite. Cercetările experimentale [43] arată că absorbția de energie datorită deformațiilor neelastice, depinde într-o mare măsură de natura stării de eforturi a materialului și în special de eforturile unitare tangențiale. Întrucît diferitelor forme ale oscilațiilor construcțiilor le corespund diferite distribuții și intensități ale eforturilor unitare din material, prezentînd tendința de creștere de la formele mai joase la cele superioare, este evident că și caracteristicile amortizării ($\varkappa$) din ecuațiile (17) trebuie să fie diferite, crescînd de la formele inferioare la cele superioare ale oscilațiilor.

În concluzie, cea de-a treia premiză a ipotezei lui E. S. Sorokin cu privire la proporționalitatea dintre forțele rezistente și cele elastice, nu prezintă nici un avantaj, întrucît nu ușurează aplicațiile practice și deci trebuie respinsă. În concluzie, adoptăm doar două din cele trei premize ale ipotezei lui E. S. Sorokin și anume că forțele de amortizare sînt funcții de deformații (și nu de viteza de deformație) și sînt decalate în timp cu unghiul $\pi/2$, față de forțele elastice. Această ipoteză este denumită de autor „ipoteza modificată Martîșkin-Sorokin".

BIBLIOGRAFIE LA CAPITOLUL IV

1. Бернштейн С. А., Основы динамики сооружений, Госстройиздат, 1941.
2. Беченева Г. В., Прочность стали при немногочисленных повторных нагружениях. Сборник ЦНИИСК «Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений», Госстройиздат, 1960.
3. Бюс И. Е., Экспериментальное исследование динамических характеристик автодорожных мостов из легкого железобетона и некоторые вопросы поглощения энергии колебаний легких бетонов, Тбилисский институт инженеров железнодорожного транспорта. Научное сообщение № 22, Тбилиси, 1958.
4. Вейнблат Б. М., О затухании колебаний железобетонных мостов. Журнал «Автомобильные дороги», 1958, № 10.
5. Давиденков Н. Н., Динамические испытания металлов, ОНТИ, 1936.
6. Давиденков Н. Н., О рассеянии энергии при вибрациях. Журнал технической физики, т. VIII, вып. 6, 1938.
7. Дучинский Б. Н., Прочность и основания расчета сварных соединений, работающих на переменные и знакопеременные усилия. Труды Всесоюзного научно-исследовательского института железнодорожного строительства и проектирования, вып. 8. Вибрационная прочность сварных мостов. Трансжелдориздат, 1952.
8. Дучинский Б. Н., Выносливость элементов сварных мостовых конструкций при переменных и знакопеременных напряжениях. Труды Всесоюзного научно-исследовательского института транспортного строительства, М., 1956, вып. 20.
9. Знаменский Е. М., К изучению ударной прочности древесины. Сборник «Исследования прочности и деформативности древесины», Госстройиздат, 1956.
10. Иванов-Дятлов А. И., Изучение предела выносливости железобетона при повторных нагрузках, «Бетон и железобетон», 1958, № 9.
11. Ильясевич С. А., К вопросу о колебаниях стальных мостов, изд. ВИА имени Куйбышева, 1940.

12. Кларк Д. и Вуд Д., Свойства некоторых металлов и сплавов при растягивающем ударе. Журнал «Механика», сборник сокращенных переводов иностранной периодической литературы, 1952, ИЛ, № 1.
13. Когаев В. П., Сопротивление усталости в связи с концентрацией напряжений и абсолютными размерами. Сборник «Некоторые вопросы усталостной прочности стали» под ред. Н. Н. Давиденкова, Машгиз, 1953.
14. Корчинский И. Л., О внутреннем сопротивлении строительных материалов. Вестник инженеров и техников, 1938, № 2.
15. Корчинский И. Л., Динамические характеристики дерева, бетона и железобетона. Сборник ЦНИПС «Динамические свойства строительных материалов», Стройиздат, 1940.
16. Корчинский И. Л., Расчет строительных конструкций на вибрационную нагрузку, Стройиздат, 1948.
17. Корчинский И. Л., Учет явления усталости в строительных конструкциях. Научное сообщение ЦНИПС, вып. 25, Госстройиздат, 1956.
18. Корчинский И. Л., Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях. «Бюллетень строительной техники», 1958, № 3.
19. Корчинский И. Л., Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях. Сборник ЦНИИСК «Методы расчета зданий и сооружений на сейсмостойкость», Госстройиздат, 1958.
20. Макаричев В. В., Фундаменты под турбоагрегаты, Госэнергоиздат, 1951.
21. Мартышкин В. С., Гашение вибраций амортизаторами. Ученые труды ЦНИПС за 25 лет (Сборник аннотаций), Госстройиздат, 1952.
22. Медведев С. В., Влияние сил внутреннего трения на колебания зданий при землетрясениях, Академия наук СССР, Труды Геофизического института, 1956, № 36 (163).
23. Мелик-Адамян Р. О., Динамические характеристики кирпичной кладки и их зависимости от ее напряженного состояния. Сборник ЦНИПС «Динамические свойства строительных материалов», Стройиздат, 1941.
24. Мур Г. Ф., Коммерс Дж. В., Усталость металлов, дерева и бетона (перевод с английского), Гостехиздат, 1929.
25. Одинг И. А., Допускаемые напряженния в машиностроении и циклическая прочность металлов (перевод с английского), Машгиз, 1947.
26. Павлюк Н. П., О проектировании фундаментов под машины и о борьбе с вибрациями. Материалы Первого всесоюзного совещания по основаниям и фундаментам, Госстройиздат, 1939.
27. Панов Д. Ю., О крутильных колебаниях стержня при наличии упругого гистерезиса. «Прикладная математика и механика», т. IV, вып. 3, 1940.
28. Пантелеев В. Н., Сборник «Свойства и термическая обработка транспортного металла», Металлургиздат, 1947.
29. Подзолов И. В., Расчет допускаемых напряжений для черных металлов в машиностроении (действительный запас прочности), изд. 3, Оборонгиз, 1947.
30. Ратнер С. И., Разрушение при повторных нагрузках, Оборонгиз, 1959.
31. Савинов О. А. Экспериментальное исследование вибраций железобетонной рамы, составленной из «коротких» стержней. Труды НИС ЛО треста глубинных работ, вып. 1, Стройиздат, 1940.
32. Серенсен С. В., Тетельбаум И. М., Пригоровский Н. И., Динамическая прочность в машиностроении, Машгиз, 1945.
33. Сехниашвили Э. А., Саркисов Ю. С., Бюс И. Е., Испытание четырехпролетного моста с предварительно напряженными железобетонными пролетными строениями. Тбилисский институт инженеров железнодорожного транспорта имени Ленина, Научное сообщение № 30, Тбилиси, 1959.
34. Скудра А. М., Длительная прочность бетона на растяжение. Сборник «Исследования по бетону и железобетону», изд. Академии наук Латвийской ССР, Рига, 1956
35. Сорокин Е. С., Метод учета неупругого сопротивления материала в расчетах конструкций на колебания. Сборник ЦНИПС «Исследования по динамике сооружений», Госстройиздат, 1951.
36. Сорокин Е. С., Динамический расчет несущих конструкций зданий, Госстройиздат, 1956.

37. Сорокин Е. С., Внутренние и внешние сопротивления при колебаниях твердых тел, Госстройиздат, 1957.
38. Справочник машиностроения, т. 1, кн. 2, Машгиз, 1945.
39. Справочник по сталям и методам их испытаний, Металлургиздат, 1958.
40. Фролов Т. Г., Определение предела выносливости бетона в связи с расчетом железнодорожных мостов по предельным состояниям, «Железнодорожное строительство», 1952, № 10.
41. Antrim John de C. and Mc. Laughilin John F., Fatigue Study of Airentrained Concrete, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 30 No 11, May, 1959.
42. Bankwitz E., Die Abhangigkeit der Werkstoffdämpfundg von der Grosse und Geschwindigkeit der Formänderung, Mitteilungen des Wöhlerinstitutes, 1932, H. 11.
43. Beker E. und Föpll O., Dauerversuche zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften Beziehungen zwischen Banstoffdämpfung und Verformungsgeschwindigkeit, Forsch Arb. Geb. Ing. Wes., Heft 304, Berlin, Verlag VDI G. m. b. H., 1928.
44. Bennewitz Phys Ztschr., 1924.
45. Dorey S. F. Elastic Hysteresis in Crank-shaft Steels, Publ, by the Inst. of Mech. Eng., Dec., 1932.
46. Föpll. O., Grundzüge det technischen Schwingungslehre, Berlin, 1923
47. Fuller F. B and Oberg T. T., Fatigue Characteristics of Ratating Beäm Versus Rectangular Cantilever Speeimens of Steel and Aluminium Alloys, Proceedings Am. Soc. Testing Mat. Vol. 47, p. 665, 1947.
48. Grammel, Neuere Versuche über elastische Hysterese Ztschr. VDI, 1914, Bd. 58.
49. Hopkinson and Trevor Williams, The Elastic Hyteresis in Steel, Proc. Royal Soc. of London, Ser, A. 87, 1912.
50. Journal of American Concrete Institute, Vol. 20, No. 6, 1949.
51. Knackstedt W., Die Werkstofdämpfung bei Drehschwingungen nach dem Daupriiverfahren, Mitteilungen des Wöhlerinstitutes, Heft 4, Berlin 1930.
52. Korouse G. N. A. High-speed Fatigue Testing Machine and some Tests of Speed Effect on Endurance Limit. American Society for Testing Materials, Vol. 34 p. 156, 1934.
53. Nordby Gene M. Fatigue of Concrete, A. Review of Research Journal of the American Concrete Institute, Vol. 30, No 2, August, 1958.
54. Pertz E., Die Bestimmung der Banstoff dämpfung nach dem Verdrehungsausschwingverfahren, Diss., Braunschweig, 1927, Sammlung Vieweg, Heft 91.
55. Phillps Hariwood, Proc. Inst Mech. Engrs, London, 1951.
56. Report of Research Committee on Fatigue of Metals, Proceedings, Am. Soc. Testing Mat., Vol. 41, p. 133, 1941.
57. Rosen M., Calcul des fondations, Mecanique, No 274, 1937.
58. Rowett P. E, Elastic Hyteresis in Steel, Proc, of the Royal Soc. Ser. A Vol. 89, 1913.
59. Schlippe B. V., Die innere Dämpfung, Ingenieur-Archiv, 1933, Bd. VI, Nr. 2
60. Impact Resistance of Concrete, Concrete, 1953, Vol. 61, No. 6.
61. Stüssi F., Die Theorie der Dauerfestigkeit und die Versuche von August Wöhler, 1955, Zürich.
62. Voigt E., Eine neue Methode zur Bestimmung der inneren Arbeitsaufnahmefähigkeit von werkstoffen bei dynamischer Beanspruchung Zeitschrift für techn, Phys., Bd. 9, 1928.
63. Weisman M. H. and Kaplan M. H., The Fatigue Strength of Steel through the Range from 1/2 to 30 000 Cycles of Stress, American Soeiety for testing Materials, Proceedings, vol. 50, 1950.
64. Zambrow J. Z. Fontana M. G. Mechanical Properties Including Fatigue of Aircraft Alloys at Very Low Temperatures. Transactions, Soc. Metals. Vol. 41 p. 480, 1949.

CAPITOLUL V

CLASIFICAREA SCHEMELOR CONSTRUCTIVE ALE CLĂDIRILOR, ALCĂTUIREA ȘI CALCULUL LOR LA SOLICITĂRI SEISMICE

1. PARTICULARITĂȚILE COMPORTĂRII ELEMENTELOR DE CONSTRUCȚIE ALE CLĂDIRILOR SUB ACȚIUNEA FORȚELOR SEISMICE

Orice clădire este o construcție spațială complexă a cărei comportare, chiar în cazul cel mai simplu al acțiunii statice a încărcărilor verticale și uniforme, în prezent poate fi determinată cantitativ numai cu aproximație. Analiza modului în care se comportă o construcție sub încărcări, devine mult mai complicată în cazul încărcărilor și deformațiilor neuniforme ale terenului de fundație, chiar dacă acestea au un caracter static; problema se complică și mai mult atunci cînd apare necesitatea de a se ține seama de particularitățile solicitărilor dinamice. Evident, în acest din urmă caz, la calculul elementelor de construcție este necesar să se facă mai multe ipoteze simplificatoare decît în calculul obișnuit al clădirilor la încărcările verticale din greutatea proprie și încărcările utile. Ipotezele simplificatoare se fac nu numai cu privire la încărcări, ci și cu privire la rezistențele de calcul, ale căror valori, corespunzătoare solicitărilor dinamice, nu sînt îndeajuns de bine cunoscute pentru numeroase materiale.

Așa cum s-a menționat anterior, forțele seismice sînt solicitări dinamice a căror intensitate, direcție de acțiune și durată se cunosc cu mai puțină precizie decît în cazul altor încărcări.

După cum se știe, calculul construcțiilor care se execută în regiuni bîntuite de cutremure, se face la preluarea încărcărilor seismice stabilite în norme pentru regiunea respectivă și a căror direcție de acțiune se consideră orizontală. Totodată se admite că în intervalul dintre data terminării construcției și momentul în care se produce cutremurul cu intensitatea determinată pe bază de calcul, capacitatea portantă a construcției nu se micșorează, ci în anumite cazuri, se mărește (de exemplu datorită creșterii în timp a rezistenței mortarului și betonului). Adeseori, un curtremur de mare intensitate este precedat de numeroase cutremure mai slabe, care fără a produce avarii vizibile, provoacă acumularea în construcție a deformațiilor remanente, accentuează casanța elementelor de construcție și uneori produc degradări neînsemnate, sub formă de fisuri nu prea mari. Întrucît acestea din urmă nu împiedică exploatarea clădirii, ele în general nu sînt înlăturate, iar reparațiile se limitează la zugrăvirea sau tencuirea suprafețelor.

Fenomenul de reducere considerabilă a rezistenței la cutremur a clădirilor, datorită acumulării degradărilor mici în cursul cutremurelor anterioare și care nu au fost înlăturate prin reparații corespunzătoare, a fost stabilit cu ocazia cercetărilor făcute asupra efectelor cutremurelor din California de Sud, din anul 1952. Inginerii K. Steinbrugge și D. Moran [24], fac următoarea remarcă cu privire la această problemă : „toate clădirile, precum și alte tipuri de construcții reparate în urma cutremurelor de la Santa-Barbara din anii 1925, 1926 și 1941 prin „zugrăvire și tencuire", au fost distruse în urma cutremurului de la 21 iulie 1952". Totodată, se arată că construcții analoge, la care s-au făcut reparații generale, s-au comportat bine la acest cutremur.

La alegerea distanțelor dintre rosturile de dilatare și contracție ale clădirilor, în mod obișnuit, se iau distanțele maxime admisibile prevăzute în norme, făcîndu-se posibilă astfel apariția unor eforturi unitare destul de mari, datorite acțiunii temperaturii și contracției (adeseori apropiate de rezistența de rupere a materialului). Pe lîngă aceste eforturi unitare, în elementele de construcție se produc totdeauna eforturi unitare datorite tasărilor neuniforme ale fundațiilor. Întrucît aprecierea intensității și a efectelor rezultante ale tuturor acestor eforturi unitare, precum și ale celor care se pot produce sub acțiunea cutremurelor slabe anterioare, prezintă dificultăți, ele sînt neglijate la calculul clădirilor la solicitări seismice. Pentru a compensa imperfecțiunile amintite ale metodelor de calcul folosite la proiectarea clădirilor rezistente la cutremur, se recurge la unele măsuri constructive (nebazate pe calcul) care se stabilesc ținînd seama de considerațiile generale asupra modului în care lucrează elementele de construcție, precum și de analiza comportării lor la cutremurele precedente, apropiate ca intensitate de cele de calcul. Evident, pe măsura dezvoltării metodelor de calcul și perfecționării materialelor și elementelor de construcție, necesitatea de a recurge la măsuri constructive pentru consodidarea elementelor de construcție, va dispărea treptat.

Procedeele actuale de proiectare a clădirilor rezistente la cutremur, cu toate ipotezele simplificatoare care se admit în diferitele faze ale calculului prezintă destulă siguranță chiar în cazul cutremurelor de mare intensitate (cu condiția ca la executarea acestor clădiri să nu se admită lucrări de calitate necorespunzătoare).

Cutremure de intensitate maximă sau apropiată de cea maximă și în special cutremure distrugătoare se produc rareori; intervalele de timp la care se produc cutremurele cu o astfel de intensitate pot depăși uneori duratele de exploatare a clădirilor. Probabilitatea acțiunii încărcărilor seismice maxime de calcul este deosebit de mică în cazul construcțiilor provizorii. Ținînd seama de considerentele de mai înainte în scopul de a mări eficiența economică a clădirilor care se execută în regiuni seismice, ele se proiectează nu numai în raport cu seismicitatea probabilă a regiunii respective, ci și în raport cu destinația construcției. Seismicitatea de calcul a clădirilor este dată în norme (v. tabela 33) în funcție de seismicitatea regiunii și de destinația clădirii; seismicitatea de calcul se majorează în cazul clădirilor în care se pot produce aglomerări de oameni și se micșorează în cazul clădirilor folosite de un număr limitat de oameni și pe durate scurte.

BIBLIOTECA CENTRALĂ
REGIONALĂ
IAȘI

Tabela 33

Seismicitatea de calcul a construcțiilor industriale și civile

Nr. crt.	Caracteristicile clădirilor și ale altor tipuri de construcții	Categoria construcțiilor	Seismicitatea de calcul a construcțiilor pentru următoarele seismicități, în grade, ale regiunii respective			
			6	7	8	9
1	Clădiri și alte construcții monumentale: teatre mari, palate, clădiri guvernamentale importante, stații de radioemisiune la care într-o singură clădire puterea totală a aparatelor de emisiune este de peste 500 kW	I	7	8	9	—
2	Clădiri industriale cu durabilitate sporită și obișnuită (cu excepția celor de la poziția 3)	II	6	7	8	9
3	Clădiri industriale de importanță secundară, care nu conțin utilaj deosebit de valoros, ateliere nu prea mari etc.	III	6	7	7	8
4	Clădiri și alte construcții energetice; centrale electrice, temocentrale, centrale de gaze, rezervoare de apă, depouri de cale ferată, garajele posturilor de pompieri etc.	II	6	7	8	9
5	Clădiri și alte tipuri de construcții energetice diverse, ca: stații de pompare locale, centrale de încălzire etc.	III	6	7	7	8
6	Clădiri administrative: pavilioanele administrative ale uzinelor, laboratoare, clădiri comerciale și comunale, magazine:					
	a) cu un singur nivel	III	6	7	7	8
	b) cu două și mai multe niveluri	II	6	7	8	9
7	Construcții inginerești: turnuri, piloni, coșuri de fum, estacade	II	6	7	8	9
8	Clădiri de locuit:					
	a) cu un singur nivel	III	6	7	7	8
	b) cu două și mai multe niveluri, cămine cu dormitoare comune, hoteluri	II	6	7	8	9
9	Clădiri publice: clădirile instituțiilor guvernamentale, gări, teatre, cluburi, cinematografe, muzee, biblioteci, centrale telefonice. Clădirile instituțiilor medicale, de învățământ, creșe și grădinițe de copii, spitale, școli, clădiri social-culturale	II	6	7	8	9
10	Construcții agrozootehnice: magazii pentru mașini agrozootehnice, garaje pentru tractoare, hambare, șoproane etc.	IV	6	6	6	6

După stabilirea categoriei clădirii și a seismicității sale de calcul conform tabelei 33, în raport cu aceasta din urmă se stabilesc măsurile constructive și intensitățile încărcărilor seismice de calcul.

2. FORMA ȘI DIMENSIUNILE CLĂDIRILOR. CLASIFICAREA CLĂDIRILOR ÎN RAPORT CU RIGIDITATEA ORIZONTALĂ ȘI SOLUȚIILE LOR CONSTRUCTIVE

La proiectarea clădirilor este necesar să se asigure o distribuție simetrică a maselor și rigidităților în raport cu axele principale și uniformă în plan (fig. 112, *a*). Nerespectarea acestei condiții face ca centrul de greutate al

încărcărilor să nu coincidă cu „centrul de rigiditate“ al clădirii (condiționat de distribuția pereților transversali, a cadrelor etc.). Distribuția nesimetrică a rigidităților, de exemplu a pereților transversali*) așa cum se arată în fig. 112, *b* și faptul că aceasta nu corespunde cu distribuția maselor, atrage după sine concentrarea forțelor seismice în anumite elemente de construcție și apariția momentelor de torsiune în planul clădirii. Distribuția asimetrică a încărcărilor planșeelor este în egală măsură nefavorabilă.

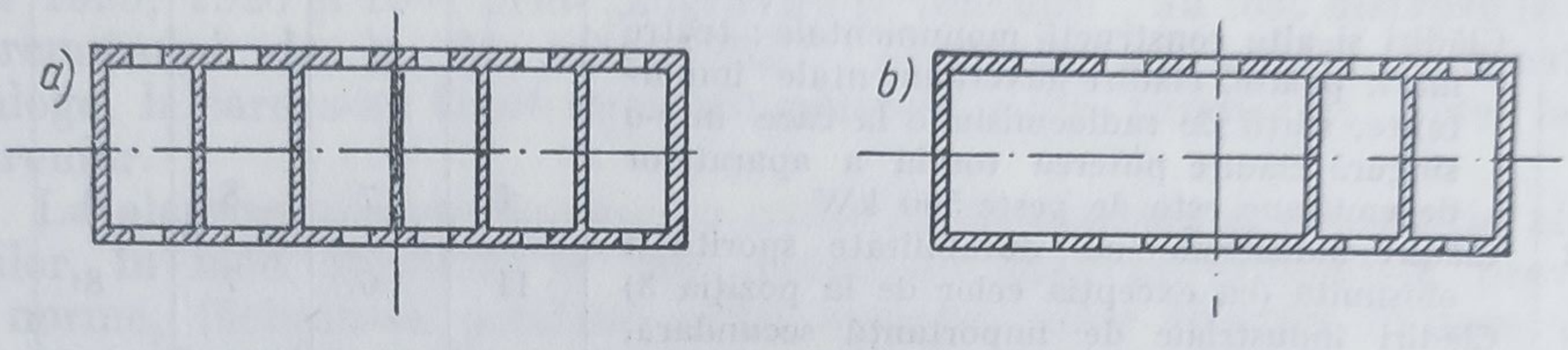


Fig. 112. Distribuția simetrică, recomandabilă (*a*) și cea asimetrică, nerecomandabilă (*b*) a rigidităților în planul clădirii.

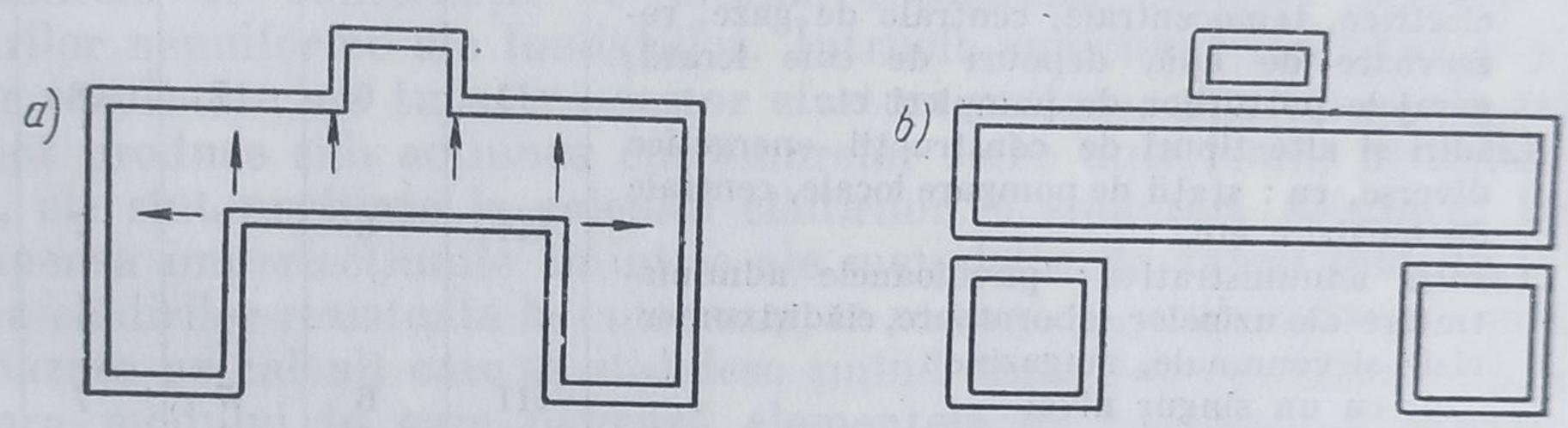


Fig. 113. Planurile clădirilor cu contur complicat:
a — soluție nerecomandabilă; *b* — soluție recomandabilă.

Nu se admite ca în planul clădirii conturul pereților să fie frînt, întrucît sub acțiunea șocului orizontal, pereții paraleli cu direcția forței seismice transmit șocul la pereții de pe direcția perpendiculară pe aceea a încărcării seismice, provocînd ruperea și chiar prăbușirea lor (fig. 113, *a*). Contururile frînte ale pereților în planul clădirii prezintă un pericol deosebit în cazul folosirii planșeelor cu rigiditate mică (de exemplu în cazul planșeelor de lemn). Neomogenitatea mai mult sau mai puțin accentuată a proprietăților terenului în planul clădirii, excentricitățile inevitabile (provenite din execuția lucrărilor, din neomogenitatea materialelor etc.), datorită cărora centrul de greutate al maselor nu coincide complet cu „centrul rigidităților“ precum și o eventuală distribuție neuniformă a forțelor seismice în planul clădirii, chiar în cazul unei distribuții simetrice a rigidităților și a maselor, poate să provoace apariția în planul clădirii a momentelor de torsiune.

Momentele de torsiune fac ca anexele legate constructiv de pereții portanți să devină foarte vulnerabile la solicitările seismice și în consecință, ele trebuie să fie evitate.

---

*) La determinarea rigidității clădirii, în mod obișnuit, se neglijează rigiditatea pereților despărțitori portanți. Trebuie însă să se țină seama că unele tipuri de pereți despărțitori pot conlucra cu restul clădirii sub acțiunea încărcărilor orizontale; în consecință, trebuie să se urmărească ca distribuția lor în plan să fie simetrică în raport cu axele principale ale clădirii.

În cazul în care, din considerente de ordin arhitectural, nu poate fi evitat conturul frînt al pereţilor în plan sau anexele, clădirea se divide prin rosturi antiseismice, în tronsoane cu contur închis şi cu o formă simplă (fig. 113, *b*). În timpul oscilaţiilor, aceste tronsoane trebuie să lucreze independent.

După cum rezultă din analiza cutremurelor, cea mai favorabilă formă în plan a clădirii sau a tronsonului este cea pătrată*) sau dreptunghiulară, apropiată de pătrat. Pe ambele direcţii ale clădirii, pereţii precum şi celelalte elemente de construcţie au în acest caz rezistenţe şi rigidităţi apropiate, prezentînd astfel o egală rezistenţă după orice direcţie a şocului seismic orizontal.

Aşa cum s-a arătat anterior, solicitarea seismică poate fi distribuită neuniform în planul clădirii, producînd o supraîncărcare a diferitelor elemente de construcţie, de care nu s-a ţinut seamă la proiectare. La reducerea neuniformităţii solicitărilor seismice şi în consecinţă la reducerea pericolului de supraîncărcare, contribuie micşorarea dimensiunilor clădirii sau a tronsoanelor sale. Prin aceasta se asigură acoperişurilor şi planşeelor, rolul de diafragme, care distribuie încărcarea seismică la reazemele elastice (pereţi, cadre). Atunci cînd lungimea clădirii este mare, rigiditatea planşeelor devine insuficientă pentru ca ele să poată fi tratate ca diafragme orizontale rigide ceea ce, aşa cum rezultă din calcul, poate produce supraîncărcarea elementelor de construcţie mai slabe şi o încărcare incompletă a celor cu o capacitate portantă mare. Dimensiunile maxime ale tronsoanelor de clădiri se dau în tabela 34.

Tabela 34

Dimensiunile maxime ale tronsoanelor de clădiri, în m

Tipul de structură	Dimensiunile în plan			Înălţimea		
	Seismicitatea de calcul					
	7	8	9	7	8	9
a) Clădiri pe schelet de beton armat sau metalic şi clădiri fără schelet, din panouri mari	Nu se limitează					30
b) Clădiri cu pereţi din zidărie armată, precum şi din zidărie complexă	100	90	80	24	20	16
c) Clădiri cu pereţi portanţi de zidărie :						
Zidărie de categoria 1*)	80	70	60	20	18	14
Idem, categoria 2	60	50	40	18	16	12
Idem, categoria 3	40	20	—	12	8	—
Idem, categoria 4	20	—	—	8	—	—
d) Construcţii de lemn	Nu se limitează					20

*) Categoriile zidăriilor se dau în tabelele 36 şi 37.

Observaţii. 1. Înălţimea clădirilor se ia egală cu distanţa de la cota terenului pînă la nivelul superior al zidăriei pereţilor exteriori. În cazul clădirilor cu înălţime variabilă, se ia înălţimea maximă; în acest din urmă caz, nu se iau în consideraţie porţiunile de clădire

*) Nu se aminteşte aici cercul şi poligonul întrucît din motive arhitecturale aceste forme se folosesc foarte rar şi necesită soluţii constructive speciale.

care depăşesc planşeul superior şi ale căror dimensiuni în plan sînt mici în comparaţie cu clădirea (parapete, frontoane, turnuri).

2. Înălţimea maximă admisibilă a clădirilor cu pereţi portanţi din chirpici şi piatră brută din roci grele, în cazul zidăriei de categoria 3, este de 8 m pentru seismicitatea de calcul de gradul 7 şi de 5 m pentru seismicitatea de calcul de gradul 8.

3. Dimensiunile maxime ale tronsoanelor de clădiri cu pereţi din zidărie complexă, al căror calcul se face în ipoteza că încărcările seismice sînt preluate numai de scheletul alcătuit din elemente de beton armat, se stabilesc ca pentru clădirile pe schelet de beton armat.

Pereţii interiori, cadrele, pereţii despărţitori precum şi cei exteriori, trebuie să fie continui pe toată lăţimea sau lungimea clădirii. Dacă axele acestor elemente au contur frînt, se produc forţe care au tendinţa de a rupe elementele de construcţie aferente, ale căror axe longitudinale sînt perpendiculare pe direcţia de acţiune a şocului seismic (fig. 114).

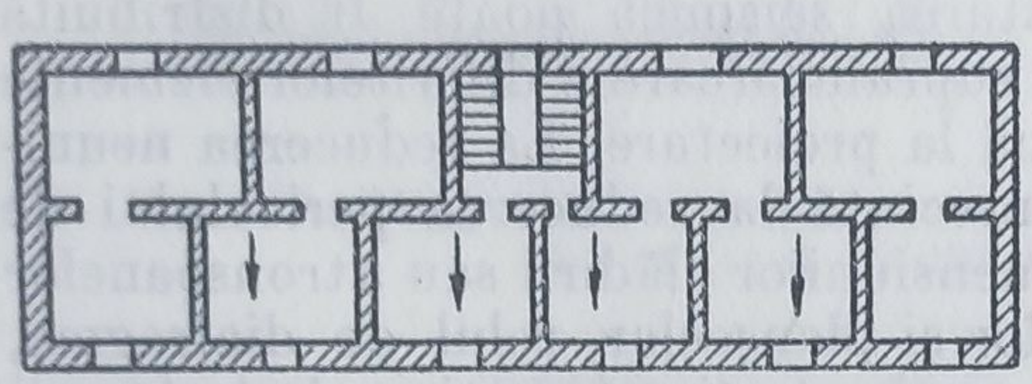


Fig. 114. Conturul frînt al pereţilor interiori în planul clădirii, este o soluţie nerecomandabilă.

Analog cu recomandările privitoare la soluţiile în plan ale clădirii, la proiectarea faţadelor trebuie urmărită realizarea unor forme simple, fără-retrageri, proieminenţe etc. Se recomandă ca înălţimea clădirii, în cadrul aceluiaşi tronson, să fie aceeaşi.

Admiţînd că în calcul clădirea poate fi tratată ca o consolă încastrată în terenul de fundaţie evident, forţa tăietoare şi momentul încovoietor maxim produse de forţele seismice orizontale, se află în secţiunea de la baza clădirii. Micşorarea momentului de la bază, precum şi a forţelor tăietoare de la partea superioară a clădirii, poate fi realizată prin coborîrea punctului de aplicaţie al rezultantei forţelor seismice orizontale. Întrucît intensitatea forţelor seismice este proporţională cu masa, pentru a coborî punctul de aplicaţie al rezultantei lor, trebuie coborît cît mai mult centrul de greutate al maselor. Pentru a satisface această condiţie, care atrage după sine şi reducerea intensităţii rezultantei forţelor seismice, este necesar să se reducă greutatea etajelor superioare faţă de cele inferioare, ceea ce se poate realiza prin :

1) reducerea greutăţii elementelor de construcţie prin folosirea unor materiale şi elemente cu rezistenţe şi caracteristici termotehnice superioare;

2) organizarea proceselor tehnologice care necesită utilaje grele, depozitarea materialelor, arhivelor etc. la etajele inferioare (la parter) (fig. 115, *a*);

3) înlocuirea, la clădirile neetajate, a podurilor rulante prin mijloace de transport a căror circulaţie în lungul halei se face pe şine montate în pardoseală (fig. 115,*b*); sistemul de suspendare a macaralelor trebuie să fie elastic.

Dacă reducerea greutăţii elementelor de construcţie şi a altor încărcări nu poate fi realizată, este de dorit să fie satisfăcută condiţia conform căreia greutatea unui metru pătrat de perete de la etajele superioare să nu depăşească greutatea unui metru pătrat de perete de la etajele inferioare.

Majorarea înălţimii clădirii evident, atrage după sine creşterea masei sale totale şi prin acestea, creşterea rezultantei forţelor seismice, ridicarea punctului de aplicaţie al acesteia faţă de nivelul inferior al construcţiei, ceea ce atrage după sine creşterea eforturilor din elementele de construcţie ale clădirii. Analiza efectelor cutremurelor în raport cu diferitele structuri de clădiri a permis stabilirea înălţimilor maxime ale clădirilor, a căror depăşire nu

este raţională din punct de vedere economic, întrucît implică cheltuieli importante pentru realizarea măsurilor antiseismice. Trebuie menţionat totodată că eficacitatea acestora nu a fost confirmată de experienţa cutremurelor din

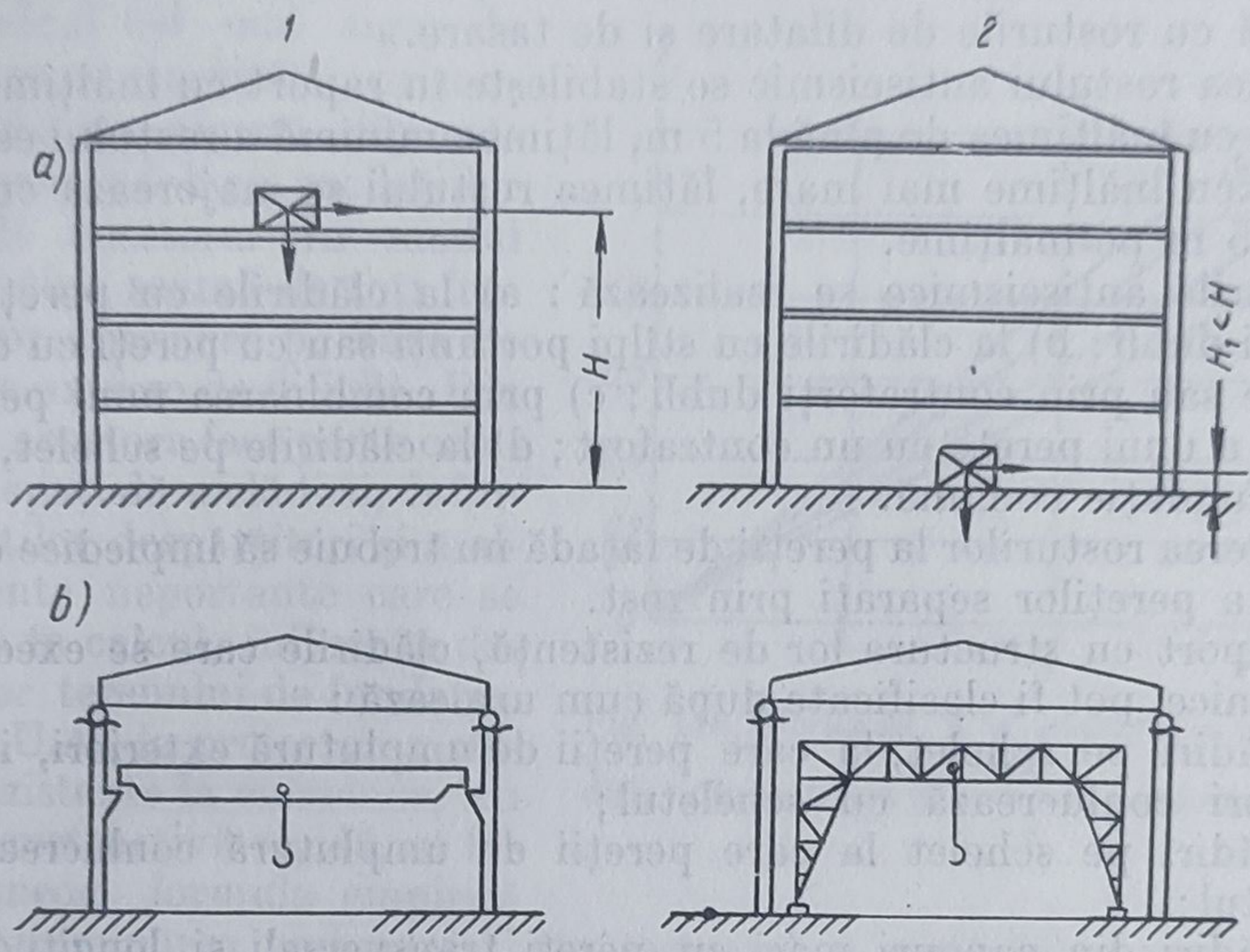


Fig. 115. Micşorarea solicitărilor seismice prin :

a — montarea utilajului greu la etajele inferioare ale clădirii ; *b* — înlocuirea podurilor rulante prin macarale portal; *1* — încărcările date de utilaje se aplică la o cotă ridicată; *2* — idem, la o cotă coborîtă (soluţie recomandabilă).

trecut. Înălţimile maxime admisibile pentru clădirile cu diferite structuri de rezistenţă se dau în tabela 34.

Comitetul de Stat pentru Construcţii al U.R.S.S. admite ca dimensiunile clădirilor sau ale tronsoanelor care se execută în regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 7, să nu fie limitate; în consecinţă, dimensiunile maxime indicate în tabela 34 pentru aceste regiuni, trebuie considerate ca recomandabile, însă neobligatorii.

Rosturile antiseismice care împart clădirea pe toată înălţimea în tronsoane se prevăd în următoarele cazuri :

1) cînd lungimea clădirilor depăşeşte dimensiunile indicate în tabela 34;

2) atunci cînd clădirea are o formă în plan complicată; în acest caz, prin rosturi antiseismice clădirea se împarte în tronsoane de formă dreptunghiulară;

3) atunci cînd înălţimea unei părţi a clădirii diferă mult de înălţimea unei alte părţi.

În regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 8, conform prevederilor din SN 8-57, se admite să nu se execute rosturi antiseismice la clădirile neetajate, precum şi la cele cu două niveluri (la care se aplică o singură soluţie constructivă), la care conturul în plan este dreptunghiular. Independent de numărul de niveluri, în regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 8, se ad-

mite ca rosturile antiseismice să nu treacă prin fundații, cu excepția cazurilor în care ele separă în tronsoane clădiri cu contur complex sau cînd coincid cu rosturile de tasare.

La proiectarea rosturilor antiseismice trebuie să se urmărească ca ele să coincidă cu rosturile de dilatare și de tasare.

Lățimea rostului antiseismic se stabilește în raport cu înălțimea clădirii: la clădirile cu înălțimea de pînă la 5 m, lățimea minimă a rostului este de 3 cm, iar la cele cu înălțime mai mare, lățimea rostului se majorează cu cîte 2 cm la fiecare 5 m pe înălțime.

Rosturile antiseismice se realizează: a) la clădirile cu pereți portanți, prin pereți dubli; b) la clădirile cu stîlpi portanți sau cu pereți cu contraforți, prin cadre sau prin contraforți dubli; c) prin combinarea unui perete cu un cadru sau a unui perete cu un contrafort; d) la clădirile pe schelet, prin stîlpi dubli pe fundație comună.

Umplerea rosturilor la pereții de fațadă nu trebuie să împiedice deplasarea reciprocă a pereților separați prin rost.

În raport cu structura lor de rezistență, clădirile care se execută în regiuni seismice, pot fi clasificate după cum urmează:

1) clădiri pe schelet, la care pereții de umplutură exteriori, interiori și despărțitori conlucrează cu scheletul;

2) clădiri pe schelet la care pereții de umplutură conlucrează parțial cu scheletul;

3) clădiri din panouri mari cu pereți transversali și longitudinali care preiau încărcările din planșee;

4) clădiri din elemente spațiale de beton armat;

5) clădiri din blocuri mari și cu pereți din zidărie;

6) clădiri pe schelet avînd pereți autoportanți la etajele inferioare și pereți portanți la cele superioare.

Toate aceste structuri, în raport cu rigiditatea lor pe direcție orizontală, pot fi rigide, semirigide și flexibile**).

Clasificarea clădirilor în raport cu rigiditatea se poate face în funcție de frecvențele sau perioadele oscilațiilor proprii orizontale, indicate în tabela 35, ale căror valori depind de rigiditate.

Tabela 35

Caracteristicile rigidității orizontale a clădirilor

Categoria clădirii în raport cu rigiditatea	Perioada oscilațiilor proprii s	Coeficientul β conform diagramei din fig. 51.
Rigide	< 0,4	3... 2,25
Semirigide	0,4 ... 0,6	2,25 ... 1,5
Flexibile	> 0,6	1,5 ... 1*)

*) Limita inferioară s-a obținut prin înmulțirea valorii 0,6 de pe diagramă cu coeficientul 1,6.

**) Această clasificare a clădirilor nu trebuie confundată cu clasificarea adoptată în „Norme și condiții tehnice de proiectare a construcțiilor de zidărie" (N și TU120-55) conform căreia clădirile se împart în clădiri cu schemă constructivă rigidă și elastică. Clasificarea din N și TU 120-55 exprimă doar posibilitatea de a admite în calcul că planșeele constituie reazeme orizontale fixe pentru pereți longitudinali, însă nu oferă posibilitatea de a aprecia rigiditatea clădirii în ansamblu.

O aceeași clădire poate avea rigidități diferite după direcții diferite în planul său. Astfel, de exemplu, în raport cu oscilațiile orizontale după direcția longitudinală, clădirea poate să se încadreze într-o categorie de rigiditate, iar în raport cu oscilațiile după direcția transversală, într-o altă categorie.

Procedeul cel mai sigur de determinare a rigidității orizontale a clădirilor constă din măsurarea perioadelor oscilațiilor proprii ale acestora. În modul acesta, se ține seamă de toți factorii a căror apreciere pe bază de calcul este extrem de dificilă. Din categoria acestora face parte comportarea spațială a clădirii, influența pereților despărțitori și a altor elemente neportante care se neglijează în calcul, influența deformațiilor terenului de fundație.

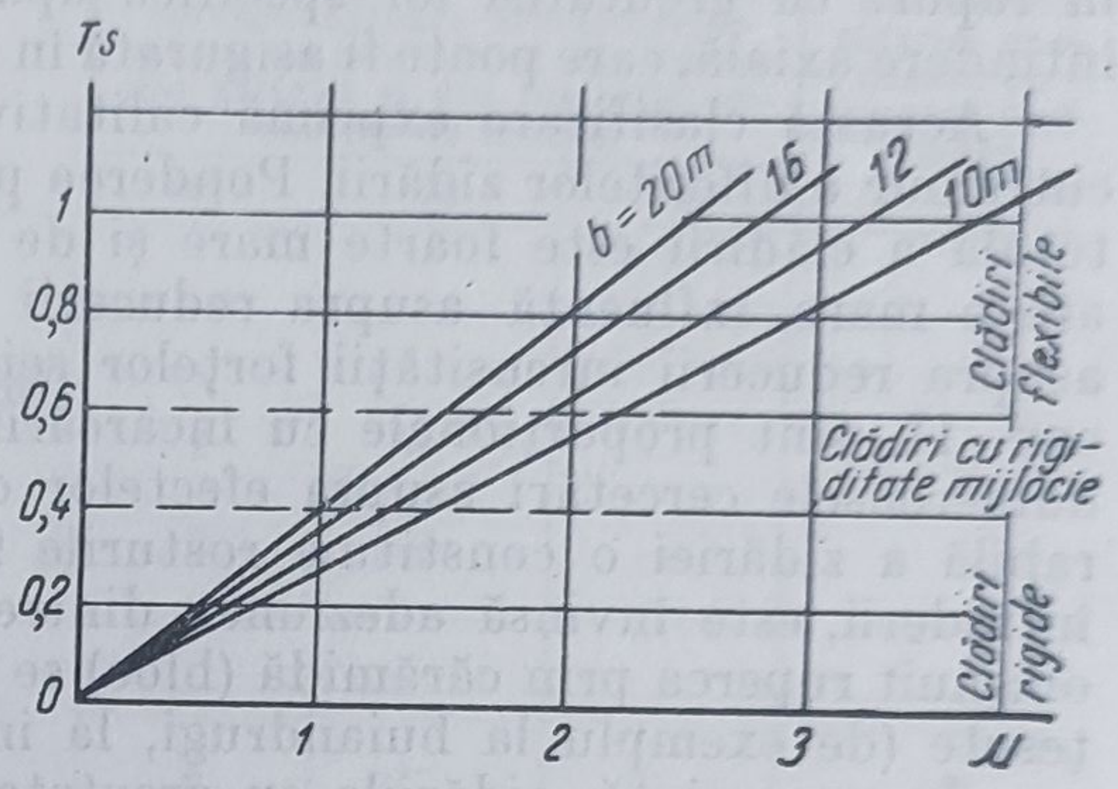


Fig. 116. Perioada T a oscilațiilor proprii ale clădirii în funcție de $\mu = \frac{H}{b}$, conform formulei (1).

În S.U.A., la proiectarea clădirilor rezistente la cutremur, cu schemă constructivă rigidă, se folosește uneori formula empirică pentru determinarea perioadei T (în secunde) a oscilațiilor proprii, dedusă pe baza prelucrării rezultatelor măsurătorilor efectuate pe clădiri [26]:

$$T = 0{,}0905 \frac{H}{\sqrt{b}} = 0{,}0905\, \mu \sqrt{b}, \qquad (1)$$

în care H este înălțimea clădirii în m; b este dimensiunea în plan (lățimea sau lungimea, în funcție de direcția considerată); $\mu = \frac{H}{b}$. Pentru clădirile având $b = 10...20$ m, pe baza formulei (1), s-a construit diagrama din fig. 116. După cum rezultă din această diagramă, valorile maxime ale raportului μ pentru clădiri rigide (și pentru valorile indicate pentru b) variază de la $\mu = 1$ pînă la $\mu = 1{,}5$. Cînd înălțimea unui nivel este de 3 m, în grupa clădirilor rigide se încadrează cele cu schemă constructivă rigidă, avînd pînă la 5—7 niveluri (cea de-a doua limită corespunde dimensiunii $b = 21$ m).

Trebuie menționat că formula empirică (1) poate fi folosită în calcul numai pentru o evaluare prealabilă a perioadei T a oscilațiilor proprii a clădirilor cu schemă constructivă rigidă.

3. CLĂDIRI CU PEREȚI PORTANȚI

Indicații generale

În raport cu distanța l_p dintre pereții transversali (sau dintre elementele care îndeplinesc rolul lor), tipul de planșeu și natura zidăriei pereților, clădirile cu pereții portanți de zidărie se împart în clădiri cu schemă constructivă rigidă la care $l_p \leqslant l_{p,adm}$ și clădiri cu schemă constructivă elastică la care $l_p > l_{p,adm}$, unde $l_{p,adm}$ este distanța dintre pereții transversali conform tabelei 40 din N și TU 120-55.

Dimensiunile clădirilor cu pereți portanți de zidărie, conform tabelei 34, sînt condiționate atît de seismicitatea de calcul, cît și de categoria zidăriei din care se execută pereții exteriori și interiori portanți. Clasificarea zidăriilor în categorii de rezistență seismică, indicată în tabelele 36 și 37 s-a făcut în raport cu greutatea lor specifică aparentă și cu rezistența normată la întindere axială, care poate fi asigurată în cazul ruperii prin secțiune nețesută.

Această clasificare exprimă calitativ îndeajuns de exact, rezistența la cutremur a diferitelor zidării. Ponderea pereților de zidărie față de greutatea totală a clădirii este foarte mare și de aceea reducerea greutății pereților are o mare influență asupra reducerii greutății clădirii și în consecință, asupra reducerii intensității forțelor seismice care, conform formulei (55) cap. II, sînt proporționale cu încărcările verticale. După cum rezultă din numeroasele cercetări asupra efectelor cutremurelor, partea cea mai vulnerabilă a zidăriei o constituie rosturile în care, sub acțiunea alunecării sau întinderii, este învinsă adeziunea dintre cărămidă (bloc) și mortar. În mod obișnuit ruperea prin cărămidă (bloc) se poate produce numai prin secțiuni țesute (de exemplu la buiandrugi, la intersecțiile dintre pereți).

În consecință, zidăriile cu greutatea specifică aparentă mai mică și cu adeziune mai mare se încadrează în categoriile de rezistență seismică care prezintă mai multă siguranță decît zidăriile cu caracteristici opuse*). În cazul folosirii cărămizilor (blocurilor) și a betoanelor cu rezistență redusă, pe lîngă pierderea adeziunii se poate produce și ruperea secțiunii prin cărămidă (bloc). Acest fapt, de asemenea se ia în considerație la stabilirea categoriei de rezistență seismică. Conform normelor și regulilor de construcție în regiuni seismice (SN 8-57), toate tipurile de zidărie se împart în patru categorii de rezistență seismică; după cum rezultă din tabelele 36 și 37, zidăriile cele mai rezistente din punct de vedere seismic,se încadrează în categoria întîia, iar cele mai puțin rezistente în categoria a patra. Stabilirea categoriei zidăriilor neprevăzute în tabelele din SN 8-57 se poate face pe baza următoarelor criterii.

Zidăria din cărămizi sau din blocuri avînd marca minimum 50 și greutatea specifică aparentă de maximum 1 900 kgf/m³, face parte din categoria

---

*)Pentru aprecierea rezistenței seismice a zidăriei din cărămizi sau din blocuri, prezintă interes criteriul propus de M. I. Pildiș [17] pe baza coeficientului de rezistență seismică (cm) care se calculează cu formula

$$c = \frac{R_t^n \cdot 10^3}{\gamma},$$

în care R_t^n este rezistența normată la întindere a zidăriei, în kgf/cm² (valoarea minimă a rezistenței la întindere a zidăriei corespunzătoare ruperii prin secțiuni țesute și nețesute și egală în majoritatea cazurilor cu adeziunea normală dintre cărămidă (bloc) și mortar); γ este greutatea specifică aparentă a zidăriei în kgf/cm³.

În raport cu acest coeficient, categoria zidăriei avînd $\gamma \leqslant 1\,900$ kgf/m³ poate fi stabilită după cum urmează:

zidăria de categoria întîi	$c \geqslant 0{,}95$
zidăria de categoria a doua	$0{,}95 > c \geqslant 0{,}63$
zidăria de categoria a treia	$0{,}63 > c \geqslant 0{,}31$
zidăria de categoria a patra	$0{,}31 > c \geqslant 0{,}15$

Tabela 36

Categoriile zidăriilor portante în raport cu rezistența lor la solicitări seismice

Nr. crt.	Tipul de zidărie	Categoriile zidăriilor executate cu mortar de ciment — argilă, corespunzătoare următoarelor mărci ale mortarului din rosturile zidăriei și din rosturile orizontale de montaj			Categoriile zidăriei executate cu mortar fără ciment
		50	25	10	
	A. Pereți din panouri mari				
1	Din panouri de beton și din elemente spațiale	1	—	—	—
2	Din panouri de zidărie vibrată	2	—	—	—
	B. Ziidării din blocuri mari (înălțimea rîndului ⩾ 50 cm)				
3	Din blocuri de beton	2	—	—	—
4	Din blocuri ceramice	3	—	—	—
5	Din tuf de Artic sau de Erevan, calcare cochilifere și roci moi, marca ⩾ 25	2	3	—	—
6	Din piatră naturală, marca 15	—	3	—	—
	C Zidării din materiale artificiale				
7	Zidărie plină din cărămidă de argilă arsă sau silico-calcară	1	2	3	4
8	Din cărămidă cu găuri verticale	1	1	3	4
9	Pereți alcătuiți din mai multe straturi de cărămidă, blocuri mici de beton și piatră naturală, marca ⩾ 50, întăriți cu elemente veticale masive, la fiecare 0,8 m avînd lățimea de minimum 12 cm, sau la intervale de 1,5 m avînd lățimea de minimum 25 cm :				
	a) cu umplutură de beton ușor marca ⩾ 25	2	3	—	—
	b) idem, marca 10—15	3	3	4	—
	c) cu umpluturi (din materiale granulare cu adaos de liant)	4	4	—	—
10	Din chirpici și blocuri de pămînt	—	—	—	4
11	Din blocuri de beton marca ⩾ 50 :				
	a) pline	1	2	3	4
	b) cu goluri	2	3	4	—
12	Din blocuri de beton marca 35—25 :				
	a) pline	—	3	3	4
	b) cu goluri	—	3	4	—
	D. Zidării din blocuri de piatră naturală				
13	Blocuri pline din tuf de Artic sau Erevan, calcare cochilifere și roci calcaroase moi marca ⩾ 50	1	2	3	4

Tabela 36 (continuare)

Nr. crt.	Tipul de zidărie	Categoriile zidăriilor executate cu mortar de ciment — argilă, corespunzătoare următoarelor mărci ale mortarului din rosturile zidăriei și din rosturile orizontale de montaj			Categoriile zidăriei executate cu mortar fără ciment
		50	25	10	
14	Blocuri pline din calcare cochilifere şi roci calcaroase moi :				
	a) marca 35—25	2	2	3	4
	b) marca 15—7	—	2	3	4
	c) marca 4	—	—	4	4
15	Pereți placați din blocuri longitudinale de formă regulată, precum și zidăria de tipul „Midis“ marca $\geqslant$ 50 sau din blocuri de aceeaşi marcă la care faţa orizontală se prelucrează pe perimetru, pe o lăţime de minimum 5 cm şi cu umplutură de bolovani, la care la fiecare asiză se prevăd blocuri aşezate transversal la fiecare 3 blocuri aşezate longitudinal (v. observaţia 5)	3	3	4	—
	E. Zidării din piatră naturală de formă neregulată				
16	Din piatră avînd feţele orizontale plane	3	3	4	—
17	Din piatră brută	—	4	4	—
18	Din piatră de pavaj cu rînduri intermediare, îmbinările dintre pereţi, precum şi golurile din zidărie fiind placate cu piatră de formă regulată	—	4	—	—

Observaţii : 1. Pentru zidăria de cărămidă de categoria întîia se va folosi cărămidă marca minimum 75. Se admite folosirea cărămizii marca 50 cu o rezistenţă sporită la încovoiere $\frac{R_i^n}{R^n} \geqslant 0{,}4$, unde R_i^n şi R^n sînt rezistenţele de rupere a cărămizii la încovoiere şi compresiune.

2. Pentru zidăriile din categoria întîi se recomandă să se folosească numai mortare de ciment-var.

3. Categoria zidăriei din blocuri mari, executată din două rînduri de blocuri pe înălţimea unui etaj, poate fi mărită cu o treaptă dacă rosturile verticale se întăresc prin legături speciale (piese metalice înglobate şi sudate, bucle, pene de beton). În cazul cînd pereţii sînt executaţi din mai multe rînduri de blocuri pe înălţimea unui etaj, categoria zidăriei din blocuri mari poate fi majorată cu o treaptă, dacă în rosturile orizontale din porţiunile pline ale pereţilor (avînd lungimea de peste 2 m) se introduc armături şi dacă se prevede armătură verticală în plinurile cu lăţimea mai mică decît 2 m, executate din fracţiuni de blocuri. Categoria zidăriei din blocuri mici, piatră naturală platâ, cu mortar marca $\geqslant$ 25, poate fi majorată cu o treaptă, dacă se armează cu armături verticale sau orizontale plinurile de zidărie dintre goluri şi porţiunile de pereţi fără goluri; majorarea categoriei nu se referă la zidăriile din blocuri mici şi mari, marca $<$ 25.

4. Rezistenţa seismică a zidăriilor executate prin metoda îngheţării, din cărămizi, blocuri mici şi blocuri mari, cu mortare obişnuite, la temperatura medie zilnică sub — 3 °C se micşorează după cum urmează : a) în cazul zidăriilor din categoriile întîi şi a doua executate la o temperatură medie zilnică de pînă la —15 °C, cu o treaptă; b) în cazul aceloraşi zidării executate la o temperatură medie zilnică mai joasă decît 15 °C, cu două trepte. Mărcile

de mortar pentru zidăria care se execută iarna, se stabilesc conform prevederilor din N şi TU 120-55, ţinînd seamă şi de indicaţiile din „Instrucţiuni pentru executarea lucrărilor de zidărie pe timp de iarnă“ (ediţia a 2-a, 1957).

5. În cazul pereţilor alcătuiţi din mai multe straturi, cu termoizolaţie din beton celular marca $\geqslant 10$, avînd greutatea specifică aparentă sub 1 000 kgf/m³, categoria zidăriei poate fi majorată cu o treaptă faţă de zidăriile indicate la pct. 7, tabela 36.

6. Pentru regiuni seismice de gradul 7 şi 8, categoria zidăriei din piatră brută cu mortar marca $\geqslant 25$, poate fi majorată cu o treaptă, cu condiţia respectării următoarelor măsuri: a) îmbinările dintre pereţi, precum şi golurile, trebuie placate cu piatră de formă regulată; b) se execută rînduri longitudinale armate, din cărămidă sau din blocuri mici la nivelul buiandrugilor şi al solbancurilor.

7. La zidăriile prevăzute la pct. 13 tabela 36, umplutura din piatră brută se execută cu acelaşi mortar ca şi pereţii exteriori. Atunci cînd grosimea pereţilor este de peste 50 cm, iar marca mortarului este $\geqslant 25$, se admite să se prevadă blocuri aşezate transversal, avînd lungimea egală minimum cu 2/3din grosimea peretelui. Categoria zidăriilor poate fi majorată cu o treaptă, cu condiţia respectării următoarelor măsuri: a) executarea zidăriei din tuf de Artic sau din alte materiale analoge în ce priveşte greutatea specifică aparentă şi adeziunea cu mortarul; b) utilizarea mortarului marca $\geqslant 25$; c) prevederea centurilor antiseismice sub grinzile planşeelor la toate nivelurile.

8. Zidăria executată cu mortar de var preparat cu var calitatea întîi, se echivalează cu zidăriile executate cu mortar de ciment-var marca 10.

9. La clădirile cu seismicitatea de gradul 8 şi 9 se recomandă ca greutatea zidăriei să nu depăşească 1 900 kgf/m³.

întîi, atunci cînd rezistenţa normată la întindere axială a zidăriei (adeziunea normală cu mortarul) este $R_t^n = 1{,}8$ kgf/cm²; zidăria face parte din categoria a doua cînd $R_t^n = 1{,}2$ kgf/cm², din categoria a treia cînd $R_t^n = 0{,}6$ kgf/cm² şi din categoria a patra cînd $R_t^n = 0{,}3$ kgf/cm². Categoria zidăriei executate din cărămizi sau din blocuri avînd greutatea specifică aparentă mai mare decît 1 900 kgf/m³ se micşorează cu o treaptă. Pe baza criteriilor de mai sus, în tabela 36 au fost introduse categoriile de rezistenţă seismică a panourilor mari de beton şi a celor din zidărie vibrată de cărămidă, întrucît aceste panouri nu sînt cuprinse în SN 8-57.

Tabela 37

Clasificarea zidăriilor de beton şi beton ciclopian în raport cu rezistenţa lor la solicitări seismice

Nr. crt.	Tipul de zidărie	Categoria zidăriei corespunzătoare următoarelor mărci ale betonului		
		100—75	50	35
1	Beton greu monolit $\gamma \geqslant 1\,800$ kgf/m³	1	2	2
2	Beton uşor monolit $\gamma < 1\,800$ kgf/m³	1	1	2
3	Beton preparat cu agregat mare 5—50 mm):			
	a) $\gamma \geqslant 1\,800$ kgf/m³	1	2	3
	b) $\gamma < 1\,800$ kgf/m³	1	1	2
4	Beton ciclopian (50% bolovani)	3	3	4
5	Beton preparat cu agregat mare în proporţie de pînă la 25%	2	2	3

Observaţii. 1. Se întezice folosirea betonului macroporos cu agregat monogranular mai mare decît 20 mm.

2. Categoria betonului macroporos cu agregat monogranular de 10—20 mm se micşorează cu o treaptă.

Ținînd seamă de rezistența seismică redusă a zidăriilor din categoriile a treia și a patra, domeniul lor de folosire se limitează în raport cu seismicitatea de calcul. Conform SN8-57 în regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 9, se interzice folosirea zidăriilor din categoriile a treia și a patra, iar în cele cu seismicitatea de calcul de gradul 8, a zidăriilor din categoria a patra. În cazul seismicității de calcul de gradul 9, la clădirile cu pereți executați din blocuri mari sau din beton macroporos, se recomandă să se folosească zidărie de categoria întîi.

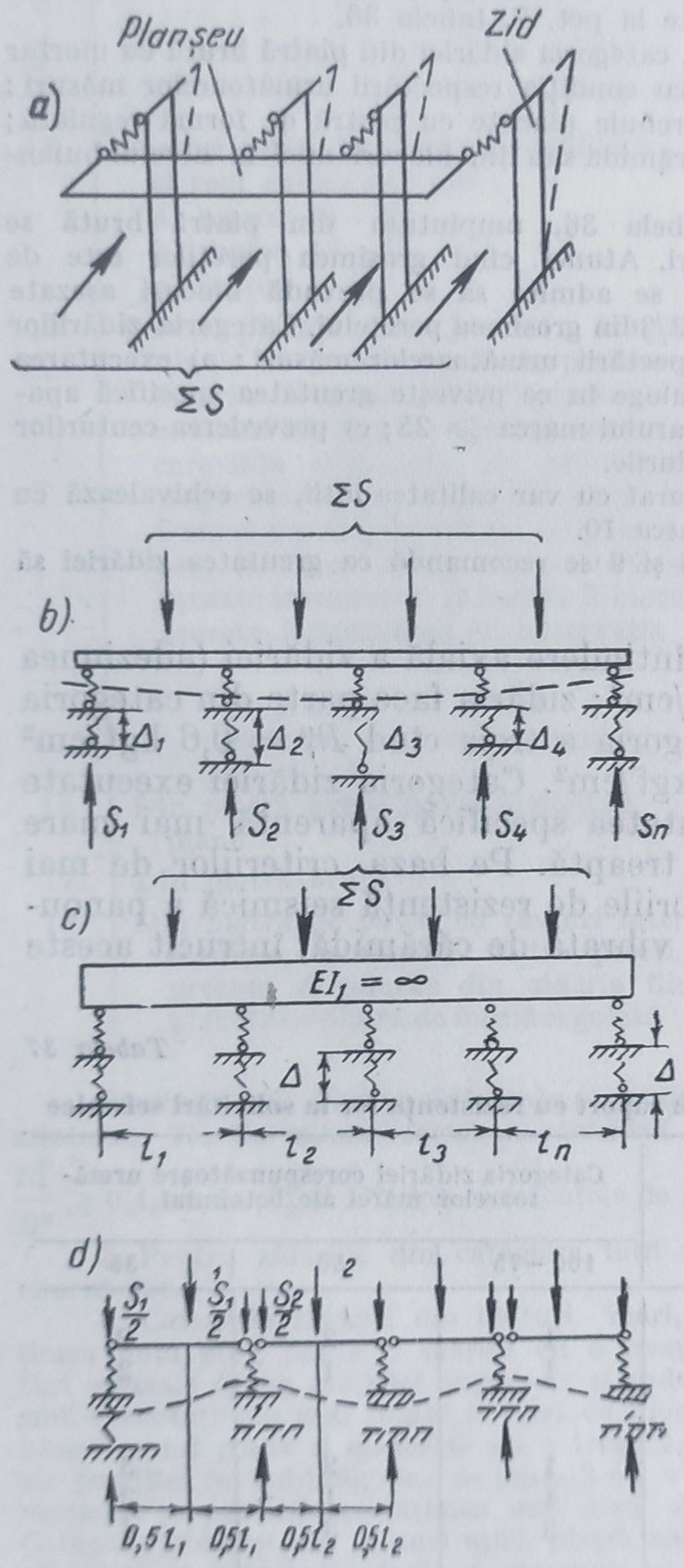


Fig. 117. Schemele după care lucrează planșeele, tratate ca grinzi, ale căror reazeme elastice sînt pereții:

a — reprezentarea axonometrică; *b* — în planul clădirii cînd $\Delta_1 \neq \Delta_2 \neq \ldots \neq \Delta_n$; *c* — în planul clădirii cînd $\Delta_1 = \Delta_2 = \ldots \Delta_n$; *d* — în ipoteza că între două reazeme planșeul lucrează ca o grindă cu o singură deschidere.

La clădiri, planșeele și acoperișurile îndeplinesc rolul de diafragme orizontale care asigură rigiditatea spațială și contribuie la distribuția forțelor seismice la elementele de construcție verticale: pereți, cadre etc. Din punct de vedere al modului în care planșeul lucrează în plan orizontal, acesta poate fi considerat schematic, ca o grindă simplu rezemată sau continuă pe reazeme elastice ca pereți, cadre și alte elemente de construcție, care susțin planșeul (fig. 117).

Admițînd că în plan orizontal planșeul lucrează ca o grindă continuă absolut rigidă, deplasările Δ_m ale tuturor reazemelor elastice distribuite simetric, încărcarea fiind la rîndul său simetrică, sînt egale (fig. 117, *c*). De aici rezultă că reacțiunea de pe reazemul k poate fi determinată cu formula:

$$S_k = \mu_k \sum_1^n S_m, \qquad (2)$$

în care:

$$\mu_k = \frac{1}{\delta_k \left(\frac{1}{\delta_1} + \frac{1}{\delta_2} + \ldots + \frac{1}{\delta_k} + \ldots + \frac{1}{\delta_n} \right)} = \frac{1}{\delta_k \sum_1^n \frac{1}{\delta_m}}, \qquad (3)$$

în care δ_k este deplasarea orizontală a reazemului k, produsă de forța $S = 1$.

Dacă rigiditățile tuturor reazemelor sînt egale, rezultă că $\delta_1 = \delta_2 = \ldots = \delta_n$ și în consecință $\mu_k = 1/n$, unde n este numărul reazemelor. În cazul în care rigiditatea planșeelor este foarte mică în comparație cu aceea a reazemelor, iar planșeele între două reazeme pot fi considerate ca grinzi cu o singură deschidere (fig. 117, *d*), reacțiunea de pe oricare reazem este egală cu suma reacțiunilor celor două grinzi aferente, cu cîte o singură deschidere. În acest caz, se consideră că încărcarea seismică provenită din greutatea planșeelor și încărcărilor acestora, se distribuie la reazeme proporțional cu suprafețele de încărcare. Rigiditatea planșeelor depinde de structura lor, de materialele din care ele sînt executate, de secțiuni, deschideri și de modul de rezemare. Admițînd că celelalte condiții sînt identice, rigiditatea maximă pe direcție orizontală o au planșeele din beton armat monolit, după care urmează planșeele din beton armat prefabricat; rigiditatea minimă o au planșeele din lemn. Rigiditatea planșeelor din beton armat prefabricat, este condiționată într-o mare măsură de procedeul de îmbinare a elementelor prefabricate între ele și pe reazeme și evident, de calitatea execuției lucrărilor de îmbinare.

În anul 1959, aspirantul I. M. Aizenberg de la ȚNIISK a făcut încercări pe modele de planșee monolite și prefabricate din beton armat și din lemn (cu căptușeli oblice pe două direcții). Pe baza acestor cercetări s-a putut face, pentru prima oară, un studiu comparativ al rigidităților lor pe direcție orizontală. La planșeele din elemente prefabricate au fost studiate trei variante de îmbinare a plăcilor. În prima variantă îmbinarea dintre plăci s-a făcut numai cu pene scurte (dimensiunile și vederea generală a planșeelor încercate sînt prezentate în fig. 118 și 119); rosturile longitudinale dintre pene au fost lăsate neumplute cu mortar. În varianta a doua, planșeul a fost identic cu primul, însă rosturile dintre pene au fost umplute bine cu mortar.

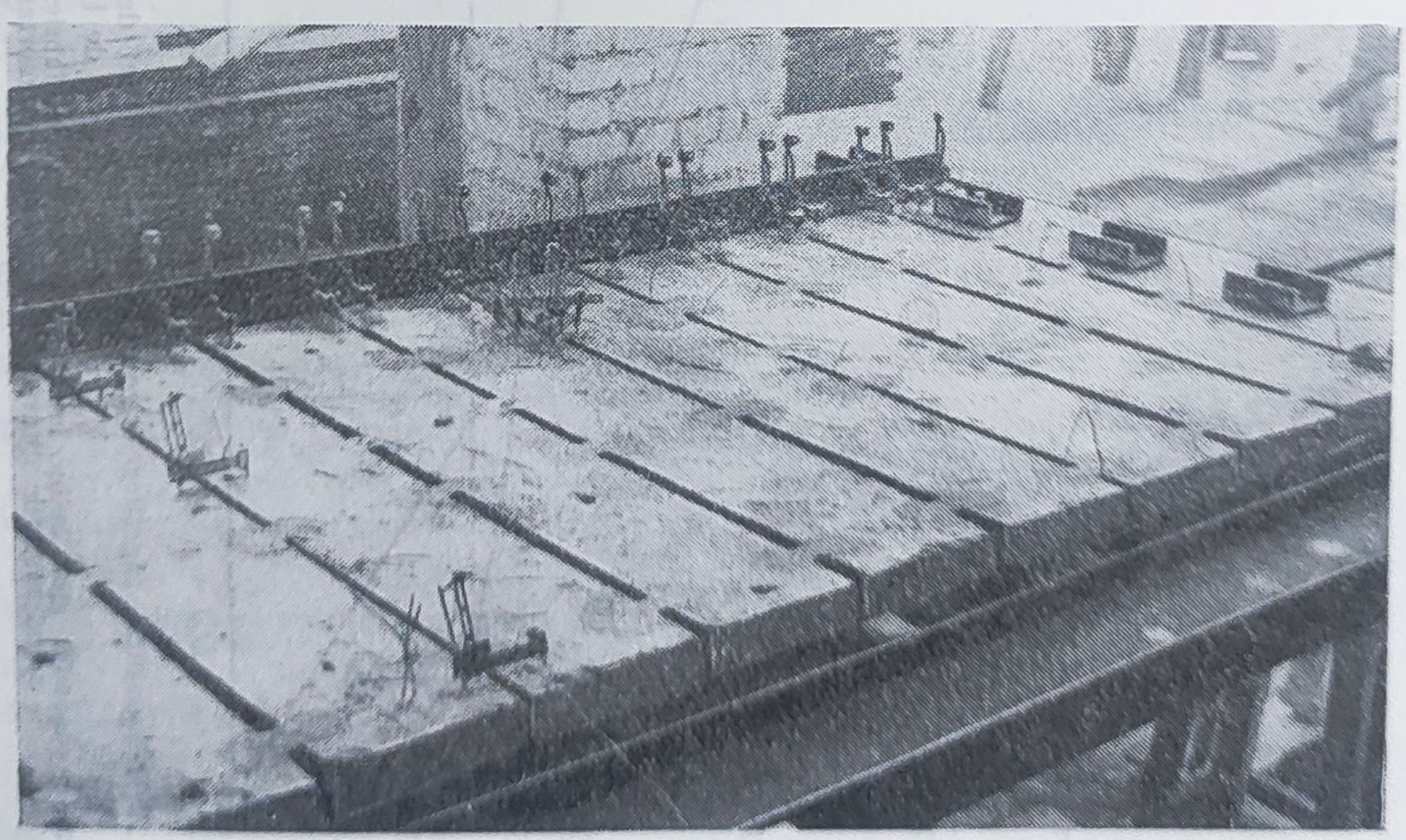


Fig. 118. Vedere de ansamblu a planșeului prefabricat, experimental, alcătuit din plăci îmbinate cu pene (rosturile nu sînt umplute cu mortar).

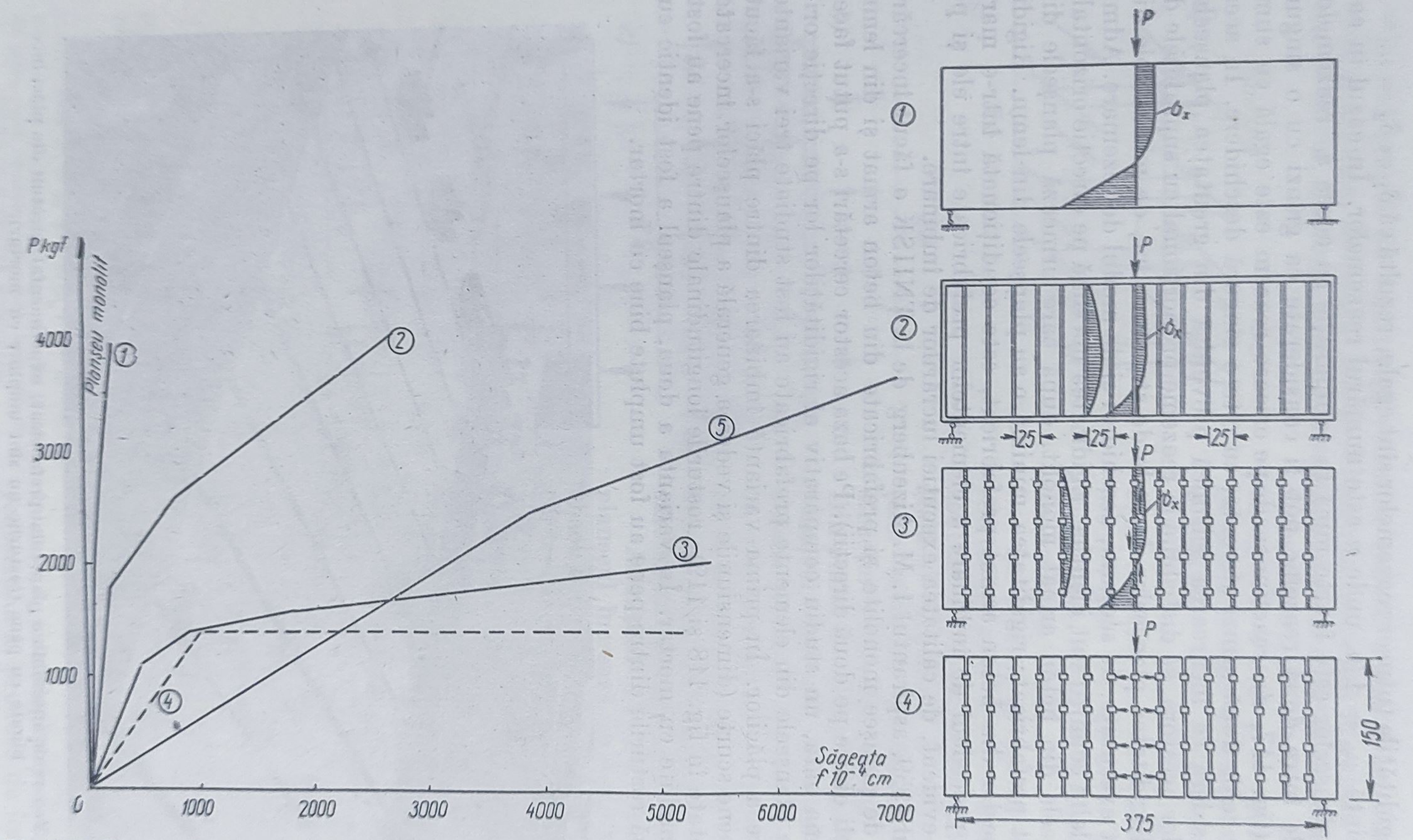


Fig. 119. Diagramele săgeților orizontale de la mijlocul deschiderii planșeelor încercate, în funcție de intensitatea încărcării P și de tipul de planșeu:

1 — planșeu monolit din beton armat; *2* — planșeu prefabricat, cu centură, fără pene; 3 — planșeu prefabricat cu pene, fără centură, avînd rosturile dintre plăci umplute cu mortar; *4* — idem, cu rosturi neumplute; *5* — planșeu de lemn.

În varianta a treia (schema 2 din fig. 119) rosturile dintre plăci au fost umplute cu mortar fără să se mai prevadă pene, iar pe conturul planșeului s-a executat o centură de beton armat.

Prima variantă la care rosturile dintre plăci au fost lăsate neumplute cu mortar, a fost încercată în scopul de a studia separat fiecare mod de îmbinare a elementelor de planșee, precum și de a aprecia, pe baza comparării rigidităților primului tip de planșeu cu rigiditățile celui de-al doilea, influența umplerii rosturilor cu mortar.

Trebuie remarcat că și în cazul în care rosturile dintre plăcile prefabricate se umplu bine cu mortar, adeziunea dintre plăci și mortar poate fi slăbită datorită contracției. Rigiditatea orizontală a planșeelor a fost verificată sub acțiunea unei încărcări statice a cărei intensitate a fost mărită treptat, precum și pe baza frecvenței oscilațiilor proprii orizontale ale planșeelor. Rezultatele încercărilor au fost reprezentate prin diagramele săgeților orizontale, în fig. 119. Din analiza acestor diagrame se pot trage următoarele concluzii :

1. La încărcări mai mici decît cele corespunzătoare apariției primei fisuri, rigiditatea cea mai mare o au planșeele monolite, iar rigiditatea cea mai mică cele de lemn ; planșeele prefabricate din beton armat se încadrează între aceste două tipuri de planșee. Dintre planșeele prefabricate, rigiditatea cea mai mare a avut-o planșeul executat fără pene, cu centură pe perimetru, iar rigiditatea minimă—planșeul cu pene fără centură, cu rosturile neumplute cu mortar. Dacă săgeata orizontală f a planșeului, produsă de forța concentrată P aplicată la mijlocul deschiderii l, se determină ținînd seamă de deformațiile din încovoiere și lunecare, ca pentru o grindă cu o singură deschidere la care lucrează toată secțiunea dreptunghiulară și dacă se admite că $G = 0{,}425\,E$, se poate determina valoarea modulului de elasticitate convențional E_{conv}, cu formula :

$$E_{conv} = \frac{Pl}{4fbh}\left[\left(\frac{l}{h}\right)^2 + 2{,}82\right], \qquad (4)$$

în care b și h sînt lățimea și înălțimea secțiunii dreptunghiulare ;
l este deschiderea planșeului.

În cele ce urmează se dau valorile modulului de elasticitate E_{conv} determinate cu formula (4) pe baza valorilor săgeților f, obținute pe cale experimentală :

planșeu monolit	$E_{conv,m} = 272\,000$ kgf/cm²	
planșeu prefabricat cu centură	$E_{conv} = 86\,000$ kgf/cm²	$\frac{E_{conv.m}}{E_{conv}} = 3{,}2$
idem, cu pene și rosturi umplute cu mortar	$E_{conv} = 18\,100$ kgf/cm² ;	$\frac{E_{conv.m}}{E_{conv}} = 15$
idem, cu pene și rosturi neumplute	$E_{conv} = 12\,500$ kgf/cm² ;	$\frac{E_{conv.m}}{E_{conv}} = 22$
planșeu de lemn	$E_{conv} = 6\,320$ kgf/cm² ;	$\frac{E_{conv.m}}{E_{conv}} = 45.$

Valori analoge ale lui E_{conv} și $\frac{E_{conv.m}}{E_{conv}}$ s-au obținut și pe baza calculelor în care au fost folosite valorile determinate experimental ale frecvențelor oscilațiilor proprii.

După cum rezultă din datele menționate, rigiditatea planșeelor prefabricate depinde într-o mare măsură de procedeul de îmbinare a elementelor lor. Dintre planșeele încercate, planșeele prefabricate cu centuri au dat rezultatele cele mai apropiate de cele obținute pe planșee monolite, ceea ce indică utilitatea folosirii centurilor la clădirile rezistente la cutremur. Diferența dintre rigiditățile planșeelor cu pene, cu rosturi umplute bine cu mortar și cele ale planșeelor cu rosturi neumplute, a fost relativ mică, ceea ce se explică atît prin adeziunea normală slabă dintre plăcile de beton armat și mortarul din rosturi, cît și prin influența negativă a contracției mortarului asupra adeziunii.

2. Peste 50% din valoarea totală a săgeții planșeului cu pene se datorește lunecărilor dintre plăci, provocate de deformațiile locale ale plăcilor și penelor în dreptul acestora din urmă.

3. Rezistența minimă, față de celelalte tipuri de planșee încercate, au avut-o planșeele cu pene. Chiar la încărcări mici, penele sufereau rotiri și striviri, însoțite de ruperea betonului în dreptul îmbinărilor cu plăcile, după care survenea o creștere rapidă a deformațiilor și planșeul, practic își pierdea capacitatea portantă. Modul în care lucrează planșeul cu centură armată, este similar cu cel al secțiunii dublu armate, supuse la încovoiere. Existența armăturii întinse și mărimea brațului de pîrghie al cuplului interior împiedică deschiderea rosturilor dintre plăci, iar mărimea suficientă a zonei comprimate, asigură datorită frecării, rezistența la lunecare în lungul rosturilor dintre plăci.

4. Rezultatele de mai înainte ale încercărilor făcute pe planșee, precum și unele verificări pe bază de calcul, efectuate pentru clădiri existente, arată că nu este justificată totdeauna ipoteza că planșeele care lucrează ca diafragme care asigură distribuția încărcărilor seismice la elementele verticale, proporțional cu rigiditățile lor pe direcția șocului, conform formulelor (2) și (3), au o rigiditate orizontală absolută. Pînă la încheierea cercetărilor descrise anterior, se poate recomanda un procedeu simplificat de distribuție a forțelor seismice la pereții situați pe direcția șocului, cu ajutorul formulei :

$$S_k = m_1 \mu_k \sum_1^n S_m + m_2 S_{lk}, \qquad (5)$$

în care $\mu_k \sum_1^n S_m$ este determinat cu formula (2);

m_1 și m_2 sînt coeficienți care depind de tipul de planșeu; în cazul planșeelor din beton armat monolit, la care se asigură legături bune cu pereții, $m_1 = 0{,}9$ și $m_2 = 0{,}1$; în cazul planșeelor prefabricate cu centuri de beton armat $m_1 = 0{,}6$ și $m_2 = 0{,}4$; la planșeele de lemn $m_1 = 0{,}1$ și $m_2 = 0{,}9$;

S_{lk} — o parte din forța seismică orizontală totală $\sum_1^n S_m$, corespunzătoare suprafeței de încărcare, a cărei lungime este

$$l_k = \frac{L_{k-1} + L_k}{2}, \qquad (6)$$

unde L_{k-1} și L_k sînt distanțele dintre pereții care se află pe direcția șocului; peretele considerat k și pereții învecinați $k - 1$ și $k + 1$.

Prin aplicarea formulei (5) se obține o distribuție a forțelor seismice intermediară între cazul distribuției în raport cu „rigiditățile reazemelor verticale“ (corespunzător ipotezei că planșeul are rigiditatea absolută) și în raport cu „suprafețele de încărcare“.

În scopul de a se evita o majorare excesivă a deschiderilor de planșee, ceea ce micșorează rigiditatea lor față de rigiditatea pereților, precum și pentru a înlătura o neuniformitate mare în distribuția pereților în planul clădirii și în consecință, supraîncărcarea unor pereți în raport cu alții, conform normelor SN 8-57 distanțele maxime dintre pereții portanți (sau dintre elementele de construcție analoge) situați pe direcția șocului, sînt limitate la valorile indicate în tabela 38.

Tabela 38

Distanțele maxime l_0 dintre axele pereților, cadrelor și contraforților, în m

Categoria zidăriei (conform tabelei 36)	Seismicitatea de calcul în grade		
	7	8	9
1	25	20	16
2	20	16	12
3	16	12	—
4	10	—	—

În cazul în care pereții nu au o distribuție simetrică, în planul unui tronson de clădire, în raport cu axele sale principale (cînd „centrul de greutate“ al secțiunii nu se confundă cu centrul de greutate al maselor) se poate produce răsucirea tronsonului sub acțiunea forțelor seismice orizontale. Distribuția forței seismice totale $\sum_{1}^{n} S_m$ la pereții care se află pe direcția considerată, în ipoteza că planșeul are o rigiditate absolută, se poate face cu aproximație*), prin rezolvarea următoarelor ecuații de echilibru (primele două ecuații) și a ecuațiilor de compatibilitate a deformațiilor (fig. 120).

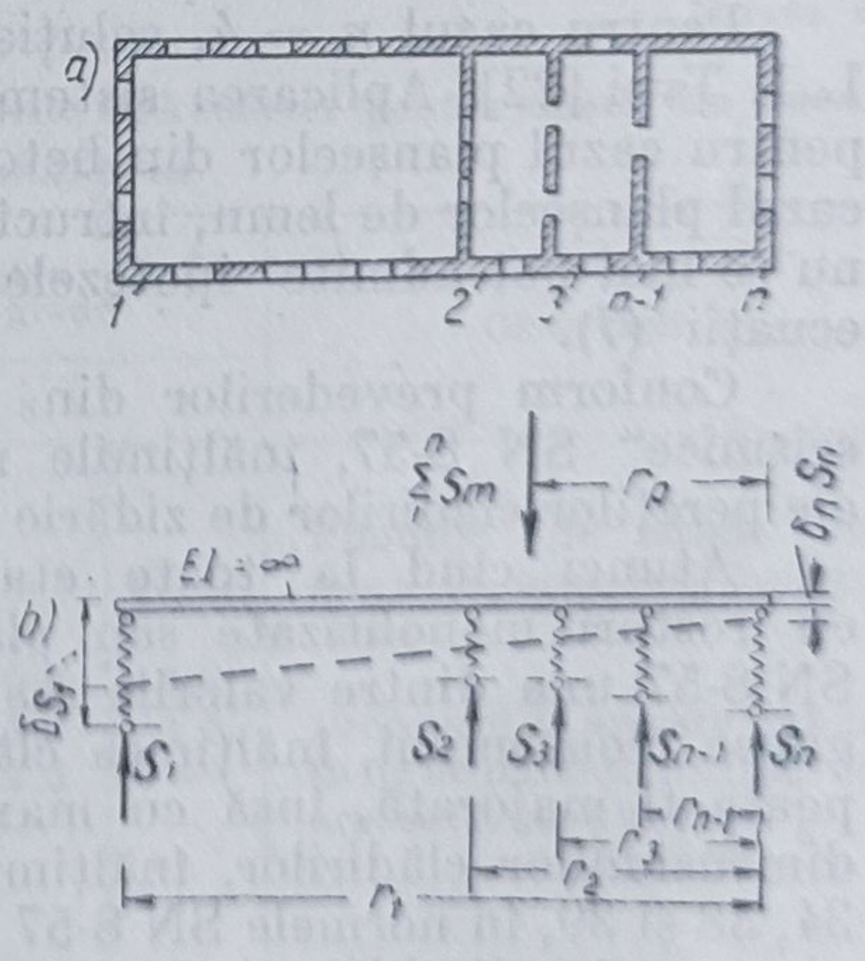


Fig. 120. Planul clădirii (*a*) în cazul distribuției nesimetrice a pereților transversali și schema de calcul (*b*) pentru determinarea forțelor seismice din pereții transversali.

*) Spre deosebire de formula (68) de la cap. III, în aceste ecuații, la rotire, se ține seamă numai de rigiditatea elementelor de pe o singură direcție.

$$\left.\begin{aligned}
&S_1 + S_2 + S_3 + \ldots + S_n - \sum_1^n S_m = 0;\\
&r_1 S_1 + r_2 S_2 + r_3 S_3 + \ldots + r_{n-1} S_{n-1} - r_p \sum_1^n S_m = 0;\\
&S_1 - \lambda_2 S_2 - \nu_2 S_n = 0,\\
&S_1 - \lambda_3 S_3 - \nu_3 S_n = 0;\\
&S_1 - \lambda_{n-1} S_{n-1} - \nu_{n-1} S_n = 0;
\end{aligned}\right\} \quad n \text{ ecuații} \qquad (7)$$

unde $\sum_1^n S_m$ este forța seismică totală care se distribuie la cei n pereți de pe direcția considerată;

$S_1, S_2, \ldots, S_n$ — fracțiuni ale forței seismice totale, care revin pereților 1, 2,..., n;

r_p — distanța de la $\sum_1^n S_m$ pînă la axul peretelui n;

$r_1, r_2, \ldots, r_{n-1}$ — distanțele de la axele pereților 1, 2, ..., $n-1$ pînă la peretele n;

$$\lambda_2 = \frac{\delta_2 r_1}{\delta_1 r_2};\ \lambda_3 = \frac{\delta_3 r_1}{\delta_1 r_3};\ \ldots;\ \lambda_{n-1} = \frac{\delta_{n-1} r_1}{\delta_1 r_{n-1}};$$

$$\nu_2 = \lambda_{1n} - \lambda_{2n};\ \nu_3 = \lambda_{1n} - \lambda_{3n};\ \ldots;\ \nu_{n-1} = \lambda_{1n} - \lambda_{n-1,n};$$

$$\lambda_{1n} = \frac{\delta_n}{\delta_1};\ \lambda_{2n} = \frac{\delta_n r_1}{\delta_1 r_2};\ \ldots;\ \lambda_{n-1,n} = \frac{\delta_n r_1}{\delta_1 r_{n-1}}$$

unde δ_1; δ_2;... δ_n sînt deplasările orizontale ale pereților 1, 2, ..., n, la nivelul planșeului considerat, în raport cu planșeul de la etajul imediat inferior, produse de forța unitară $S_k = 1$, aplicată pereților la acest nivel; se admite că peretele se deformează independent de ceilalți pereți de pe aceeași direcție.

Pentru cazul $n = 4$, soluția gata calculată (7) este dată în lucrarea lui I. I. Țvei [22]. Aplicarea sistemului de ecuații (7) nu poate fi recomandată pentru cazul planșeelor din beton armat prefabricat fără centuri sau pentru cazul planșeelor de lemn, întrucît datorită rigidității reduse a acestor planșee nu se mai pot admite ipotezele care au stat la baza deducerii sistemului de ecuații (7).

Conform prevederilor din „Norme și reguli de construcție în regiuni seismice“ SN 8-57, înălțimile maxime h_0 ale etajelor și zveltețile maxime ale pereților clădirilor de zidărie sînt limitate de valorile indicate în tabela 39.

Atunci cînd la toate etajele clădirilor există planșee prefabricate cu rosturi monolitizate sau planșee din beton armat monolit, conform SN 8-57 una dintre valorile maxime indicate în tabela 34 sau 39 pentru lungimea tronsonului, înălțimea clădirii, înălțimea etajului sau pentru zveltețe poate fi majorată, însă cu maximum 25%. Pe lîngă valorile maxime ale dimensiunilor clădirilor, înălțimii etajelor și subțirimii, indicate în tabelele 34, 38 și 39, în normele SN 8-57 se limitează dimensiunile diferitelor elemente ale pereților din blocuri mari și din zidărie obișnuită (tabela 40) de la clădirile fără schelet.

Tabela 39

Valorile maxime ale înălțimii etajelor h_0 (m) și ale rapoartelor β_0 dintre înălțimea h_0 a etajului și grosimea a a peretelui la clădirile de zidărie cu pereți executați din cărămizi sau din blocuri mici

Categoria zidăriei conform tabelelor 36 și 37	Seismicitatea de calcul în grade					
	7		8		9	
	h_0	$\frac{h_0}{a}$	h_0	$\frac{h_0}{a}$	h_0	$\frac{h_0}{a}$
1	8	16	7	14	6	12
2	7	14	6	12	5	9
3	6	12	5	9	—	—
4	5	9	—	—	—	—

Observații: 1. La clădirile cu un singur nivel, înălțimea maximă h_0 poate fi majorată, față de aceea indicată în tabela 39, cu 2 m la zidăria de categoria întîi și cu 1 m la zidăria de categoria a doua. La pereții cu pilaștri, grosimea peretelui se ia $a = 3{,}5\ r$, unde r este raza de girație a secțiunii în I a peretelui. La pereții cu goluri, raportul maxim $\frac{h_0}{a}$ se înmulțește cu coeficientul $\sqrt{\frac{A_{neto}}{A_{bruto}}}$, unde A_{neto} și A_{bruto} se iau după secțiunea orizontală a peretelui.

2. Valorile maxime ale raportului β_0 care se determină pe baza dimensiunii minime a secțiunii tansversale a stîlpilor de zidărie fără armătură longitudinală, trebuie să fie cu 20% mai mici decît valorile indicate în tabela 39.

3. La zidăria din piatră brută valorile maxime ale rapoartelor β_0 se micșorează cu 20%.

4. La clădirile cu un singur nivel, pentru pereții interiori din cărămizi sau din blocuri mici, se admite majorarea cu 20% a valorilor indicate pentru β_0 în tabela 39, atunci cînd distanța dintre pereții transversali nu depășește 6 m.

Tabela 40

Dimensiunile elementelor pereților de zidărie de la clădirile fără schelet (pentru zidărie din blocuri mari și zidărie obișnuită) în m

Nr. crt.	Caracteristicile elementelor de pereți	Seismicitatea de calcul în grade			Observații
		7	8	9	
1	Lățimea minimă a plinurilor zidăriilor:				Plinurile de lățime mai mică se armează longitudinal
	— categoria întîi	0,65	0,9	1,2	
	— categoria a doua	0,75	1,2	1,5	Procentul de armare trebuie să fie de minimum 0,1% din aria secțiunii plinurilor
	— categoria a treia	0,9	1,5	—	
	— categoria a patra	0,9	—	—	
2	Lățimea plinurilor față de lățimea golului trebuie să fie minimum	0,33	0,5	0,75	—

Tabela 40 (continuare)

Nr. crt.	Caracteristicile elementelor de pereți	Seismicitatea de calcul în grade			Observații
		7	8	9	
3	Lățimea maximă a golurilor :				
	a) la zidăria din categoriile întîi și a doua	3,5	3	2,5	În cazul golurilor de lățime mare, acestea se încadrează cu zidărie armată sau cu o ramă de beton armat bine ancorată în zidăria peretelui
	b) la zidăria din categoria a treia și a patra	2,5	2	—	
4	Proeminențele în plan ale pereților :				
	a) în lungul pereților transversali — maximum	4	2	1	Colțurile se armează
	b) cele care nu coincid cu pereții transversali — maximum	2	Grosimea pereților		
5	Lățimea proeminențelor :				
	a) a brîelor, cornișelor armate din materialul din care sînt executați pereții — maximum	0,25	0,25	0,25	Majorarea lățimii proeminenței pînă la 0,4 m se admite în cazul elementelor de beton armat sau în cazul folosirii blocurilor mari de beton și de piatră naturală ancorate în planșeu sau în centura antiseismică
	b) a cornișelor de lemn tencuite pe plasă de rabiț — maximum	0,75	0,75	0,75	Cu ancorarea consolelor de căpriori
6	Înălțimea :				
	a) a parapetelor și a frontoanelor de zidărie nearmată	Maximum 1,2 cu mortar marca minimum 50 de la fața superioară a planșeului de la pod	Nu se admit		În regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 7, cînd înălțimea este mare și independent de înălțime, în cele de gradul 8 și 9, se vor folosi elemente armate, ancorate în centurile antiseismice
	b) a calcanelor de zidărie nearmată	2	Idem		
7	Distanța de la colțul clădirii pînă la golul cel mai apropiat	1,25	1,75	2	În cazul dimensiunilor mai mici, se procedează la consolidare prin armare sau cu elemente de beton armat

Observații. 1. La clădirile de locuit cu un singur nivel, se admite ca pe o fațadă distanța de la colțul clădirii pînă la golul cel mai apropiat să fie egală cu lățimea minimă a plinului indicată la pct. 1. tabela 40.

2. Golurile din pereții executați din blocuri de pămînt se consolidează cu rame de lemn.

3. La clădirile cu pereți din zidărie de categoria a patra, nu se admite ca pereții să aibă proeminețe (contur frînt) în plan.

Rezultatele cercetărilor experimentale cu privire la rigiditatea orizontală a clădirilor cu pereți portanți

Perioadele și formele oscilațiilor proprii ale clădirilor au fost determinate pe cale experimentală de unii cercetători; unele rezultate ale acestor cercetări se dau în tabela 41.

Tabela 41

Perioadele oscilațiilor proprii T_0 (determinate experimental) ale clădirilor cu diferite structuri și valorile corespunzătoare ale coeficienților β

Nr. crt.	Natura zidăriei pereților și localitatea	Numărul de niveluri	Numărul de obiecte	T_0 în s, pe direcția		β pe direcția	
				transversală	longitudinală	transversală	longitudinală
1	Din zidărie de cărămidă; Moscova și Soci	3	3	0,143—0,228	0,145—0,202	3	3
		4+S*)	3	0,285—0,37	0,238	3—2,43	3
		6+S	1	0,38	—	2,37	—
2	Din blocuri mici de beton și tuf cu $\gamma<1\,800$ kgf/m³; Soci și Rustavi	3	2	0,17; 0,19	0,19; 0,16	3	3
		3+S	2	0,156; 0,206	0,174; 0,172	3	3
3	Din beton monolit macroporos (cu agregat de rîu și de mare); Soci	3+S	1	0,164	0,149	3	3
4	Din blocuri mari de cărămidă; Moscova	4+S	2	0,278—0,333	0,222	3—2,7	3
	Din blocuri mari de beton cu zgură; Moscova	5+S	1	0,37	—	2,43	—
	Idem	8+S	2	0,435	0,435	2,07	2,07
	Din blocuri mari din beton macroporos; Soci	3	3	0,129—0,199	0,197; 0,23	3	3
	Din blocuri mari de beton din piatră ponce; Tibilisi	5	1	0,244	0,241	3	3
5	Din panouri mari de beton armat sistem Lagutenko; Moscova	4+S	1	0,278	0,222	3	3
	Din panouri mari din beton de granulit, sistem SAKB; Moscova	4+S	1	0,286	—	3	—

*) Litera „S" indică existența subsolului.

Trebuie menționat că la majoritatea clădirilor cercetate (rezultatele acestor cercetări sînt date în tabela 41), nu fuseseră luate măsurile constructive care se impun la construcțiile rezistente la cutremur, întrucît ele se aflau

în regiuni neseismice. În consecință, rigiditatea clădirilor care se execută în regiuni seismice, trebuie să fie ceva mai mare decît la majoritatea clădirilor ale căror perioade sînt date în tabela 41.

Cu toate că în tabela 41 sînt date valorile perioadelor T_0 ale unor clădiri diferite în ceea ce privește structura, natura materialelor, caracteristicile terenurilor și alte condiții, ele prezintă caracteristici apropiate între ele și după cum rezultă din tabela 42, perioada T_0 crește o dată cu înălțimea clădirilor.

Tabela 42

Perioadele T_0 ale oscilațiilor proprii (determinate experimental) ale clădirilor cu schemă constructivă rigidă și coeficienții β, în funcție de numărul de niveluri

Numărul de niveluri	T_0 în s, pe direcția		β pe direcția		Categoria clădirii conform tabelei 35
	transversală	longitudinală	transversală	longitudinală	
3	0,129—0,228	0,145—0,202	3	3	Rigidă
4	0,278—0,37	0,222—0,238	3—2,43	3	Rigidă
5	0,244—0,37	—	3—2,43	—	Rigidă
6	0,38	—	2,36	—	Rigidă
8	0,435	0,435	2,07	2,07	Semirigidă

Din tabela 42 rezultă că la clădirile cu peste 5 niveluri, s-ar putea lua $\beta < 3$, însă această problemă nu prezintă interes practic pentru regiunile seismice, deoarece în aceste regiuni nu se execută clădiri cu pereți portanți avînd peste 5 niveluri.

Cercetările experimentale asupra oscilațiilor clădirilor au permis stabilirea formelor oscilațiilor orizontale ale acestora, necesare pentru precizarea schemelor de calcul ale clădirilor. I. L. Korcinski [10] a stabilit că pentru clădirile de zidărie de cărămidă avînd pînă la 5 niveluri, cu schemă constructivă rigidă, o influență hotărîtoare asupra valorii deformațiilor totale o au deformațiile din lunecare, ceea ce condiționează forma oscilațiilor. Spre deosebire de prima formă a oscilațiilor, caracteristică pentru cazul în care o influență fundamentală asupra deformațiilor consolei (așa cum se tratează clădirea încastrată în teren) o au deformațiile din încovoiere, în urma cercetărilor făcute de I. L. Korcinski precum și de alți cercetărtori, s-a constatat că prima formă a oscilațiilor are convexitatea orientată spre axa deformațiilor. Acest rezultat al măsurătorilor executate pe clădiri concordă pe deplin cu teoria deformațiilor grinzilor la care raportul dintre lungimea grinzii și înălțimea secțiunii acesteia este egal cu raportul dintre dimensiunile corespunzătoare ale clădirilor de înălțimea menționată.

Curbele primelor forme ale oscilațiilor (determinate experimental), ale clădirilor din zidărie de cărămidă, din blocuri mari (din blocuri de cărămidă și de beton) și ale clădirilor din panouri mari, ilustrate în fig. 121, arată

că ele se aseamănă între ele, confirmînd caracterul general al concluziei de mai sus cu privire la diferite structuri de pereți portanți ai clădirilor cu schemă constructivă rigidă.

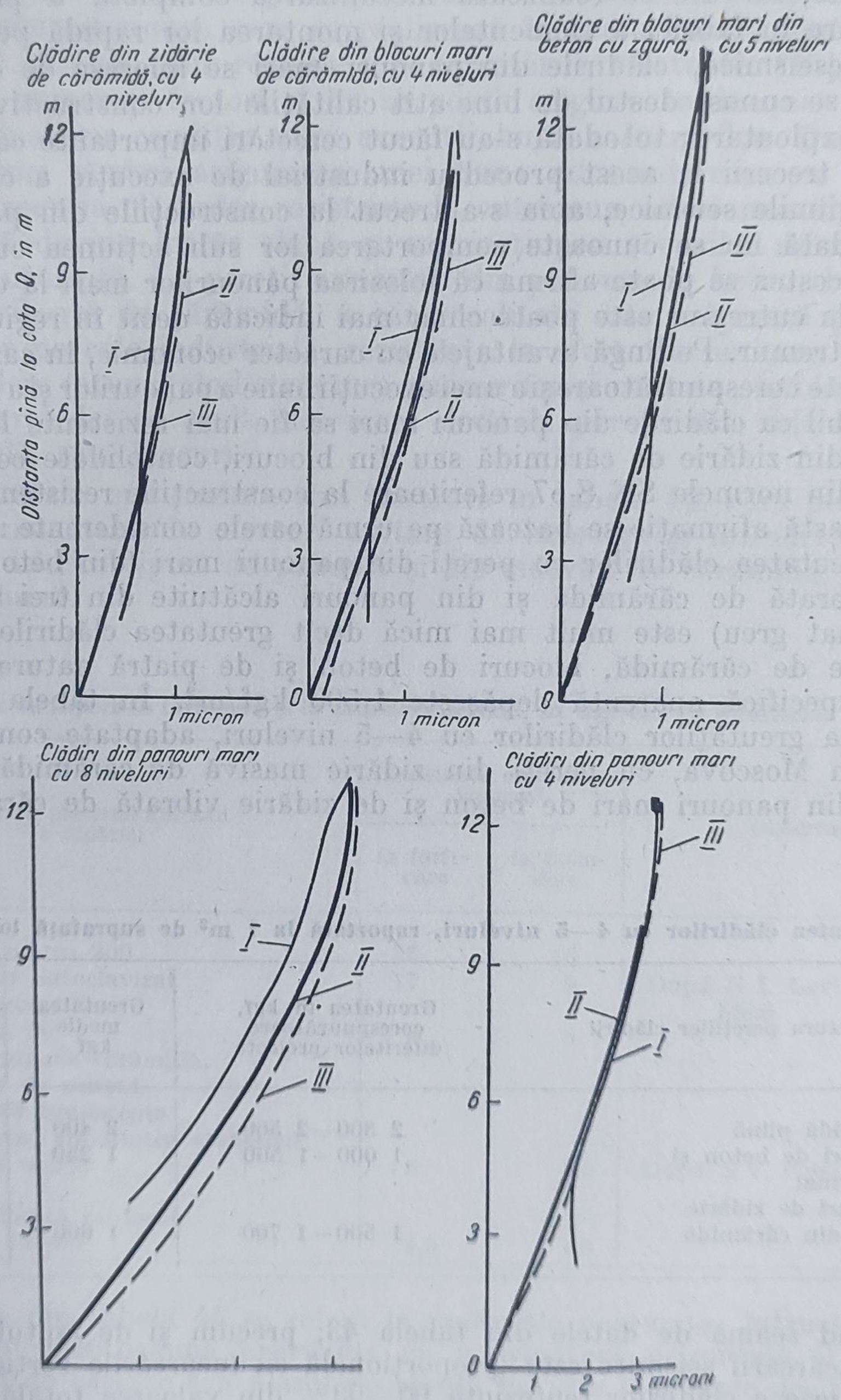


Fig. 121. Curbele experimentale și teoretice ale primelor forme ale oscilațiilor libere, determinate pentru clădiri cu diferite structuri:

I — curbă experimentală; *II* — curbă teoretică, la construirea căreia s-a ținut seamă de lunecare; *III* — curbă stabilită ținînd seamă de deformațiile terenului.

Clădiri din panouri mari

Clădirile din panouri mari constituie una dintre structurile cele mai perfecționate, la care se realizează mecanizarea completă a proceselor de confecționare în fabrici a elementelor și montarea lor rapidă pe șantier. În regiunile neseismice, clădirile din panouri mari se folosesc de cîțiva ani și în prezent se cunosc destul de bine atît calitățile lor constructive cît și cele legate de exploatare; totodată s-au făcut cercetări importante care confirmă avantajele trecerii la acest procedeu industrial de execuție a clădirilor.

În regiunile seismice, abia s-a trecut la construcțiile din panouri mari și deocamdată nu se cunoaște comportarea lor sub acțiunea cutremurelor. Cu toate acestea se poate afirma că folosirea panourilor mari la construcțiile rezistente la cutremur este poate chiar mai indicată decît în regiunile nebîntuite de cutremur. Pe lîngă avantajele cu caracter economic, în cazul aplicării unor proiecte corespunzătoare și a unei execuții bune a panourilor și a montajului, este probabil ca clădirile din panouri mari să fie mai rezistente la cutremur decît cele din zidărie de cărămidă sau din blocuri, consolidate conform prevederilor din normele SN 8-57 referitoare la construcțiile rezistente la cutremure. Această afirmație se bazează pe următoarele considerente:

1. Greutatea clădirilor cu pereți din panouri mari (din beton ușor, din zidărie vibrată de cărămidă și din panouri alcătuite din trei straturi, cu beton armat greu) este mult mai mică decît greutatea clădirilor cu pereți din zidărie de cărămidă, blocuri de beton și de piatră naturală, a căror greutate specifică aparentă depășește 1 500 kgf/m³. În tabela 43 se face compararea greutăților clădirilor cu 4—5 niveluri, adaptate condițiilor climatice din Moscova, cu pereți din zidărie masivă de cărămidă (cărămidă plină) și din panouri mari de beton și de zidărie vibrată de cărămidă.

Tabela 43

Greutatea clădirilor cu 4—5 niveluri, raportată la 1 m² de suprafață locuibilă

Structura pereților clădirii	Greutatea în kgf, corespunzătoare diferitelor proiecte	Greutatea medie kgf	Greutatea relativă medie
Din cărămidă plină	2 300—2 500	2 400	1
Din panouri de beton și beton armat	1 000—1 500	1 250	0,52
Din panouri de zidărie vibrată din cărămidă	1 500—1 700	1 600	0,67

Ținînd seamă de datele din tabela 43, precum și de faptul că intensitatea încărcării seismice este proporțională cu încărcările verticale (greutatea proprie a clădirilor reprezintă 90—93% din valoarea totală a acestor încărcări) și admițînd că valorile coeficienților $\beta\eta$ din formula (55), cap. II, sînt aceleași la toate clădirile (ceea ce rezultă din tabela 41), se constată că intensitățile încărcărilor seismice orizontale se micșorează în medie cu

35—50% prin trecerea de la pereții din zidărie de cărămidă la pereții din panouri mari. Reducerea de două ori a încărcării este echivalentă cu reducerea cu un grad a seismicității de calcul.

2. Unul dintre factorii principali care condiționează rezistența seismică a zidăriei este adeziunea care se realizează în rosturi între mortar și cărămidă (bloc). După cum rezultă din cercetările efectuate [15], adeziunea depinde de numeroși factori și nu se poate asigura totdeauna valoarea sa normată, chiar cu condiția unei execuții bune a lucrărilor. Dacă însă, nu se iau măsuri pentru asigurarea unei bune adeziuni, ceea ce se constată uneori la execuția clădirilor rezistente la cutremur, adeziunea dintre mortar și cărămidă devine foarte slabă și sub acțiunea șocurilor seismice zidăria se rupe cu ușurință. La pereții executați din panouri de beton, beton armat și zidărie vibrată de cărămidă, a căror calitate este asigurată prin confecționarea lor pe cale industrială, rezistența la eforturile unitare de lunecare și de întindere (atunci cînd structura panourilor și calitatea îmbinării lor este satisfăcătoare) devine mult mai mare decît la pereții din zidărie obișnuită de cărămidă sau blocuri.

Cele arătate mai înainte sînt ilustrate în tabela 44, care permite compararea rezistențelor la eforturi unitare de lunecare și întindere ale materialelor la diferite tipuri de panouri și ale zidăriei de cărămidă, de calitate destul de bună.

Tabela 44

Rezistența de rupere la forfecare și la întindere axială, în kgf/cm², a diferitelor materiale

Natura materialului sau a zidăriei	Rezistența de rupere kgf/cm²		Observații
	la forfecare	la întindere	
Beton greu marca 200	35	16	—
Beton celular autoclavizat uscat, marca 100	17	9	După N.I. Levin
Idem, marca 50	8	5	Idem
Zidărie vibrată de cărămidă, cu mortar de ciment 1 : 3 avînd consistența Sl $\geqslant$ 12 cm, umiditatea cărămizii pînă la $\omega = 9\%$	8	5,5	După S.V. Poleakov [15]
Zidărie nevibrată conform N și TU 120-55	3,5	1,8	—

Datele din tabela 44 se referă la materiale nearmate; întrucît însă, panourile sînt întotdeauna prevăzute cu o armătură orizontală și verticală (sub formă de carcase sau plase) rezistența lor este mai mare decît cea indicată în tabela 44.

3. Avantajele pe care le prezintă pereții din panouri mari față de zidăria obișnuită de cărămidă și blocuri mici, sînt deosebit de evidente în cazul

execuției clădirilor în regiuni seismice pe timp de iarnă. La executarea zidăriei prin metoda înghețării, chiar dacă se mărește marca mortarului, aderiunea dintre mortar și cărămidă este de două ori mai mică decît la zidăria executată pe timp de vară. În consecință, în vederea executării lucrărilor pe timp de iarnă, trebuie proiectate lucrări suplimentare și costisitoare pentru consolidarea construcțiilor. În schimb, atunci cînd pereții se execută pe timp de iarnă din panouri mari, influența temperaturilor scăzute este mai mică și nu afectează prea mult costul clădirii.

4. Prin folosirea panourilor mari la pereții clădirilor, se realizează contururi în plan și fațade de formă dreptunghiulară, favorabilă pentru asigurarea rezistenței seismice, precum și o distribuție regulată a pereților transversali la intervale mici între ele (2,4—4,0 m). Reducerea intervalelor dintre pereții transversali, atrage după sine micșorarea intensității încărcărilor seismice pe care le preiau acești pereți și totodată asigură planșeelor prefabricate rolul de diafragme orizontale ale structurii spațiale a clădirii.

Structurile clădirilor din panouri mari. În fig. 122 se arată planurile unei clădiri de locuit din panouri mari cu trei niveluri, proiectată la Institutul „Kazghiprogorselstroi" în colaborare cu filiala din Kazahstan a Academiei de construcții și arhitectură a U.R.S.S., pentru zona a III-a climatică căreia îi corespunde temperatura de calcul a aerului exterior de —22°C și pentru regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 9. O astfel de clădire s-a executat în orașul Alma-Alta. Panourile exterioare, de dimensiunile unei camere, avînd grosimea de 25 cm, sînt alcătuite din mai multe straturi (fig. 123*a* și 123*b*). Stratul exterior (inclusiv cel de finisaj) are grosimea

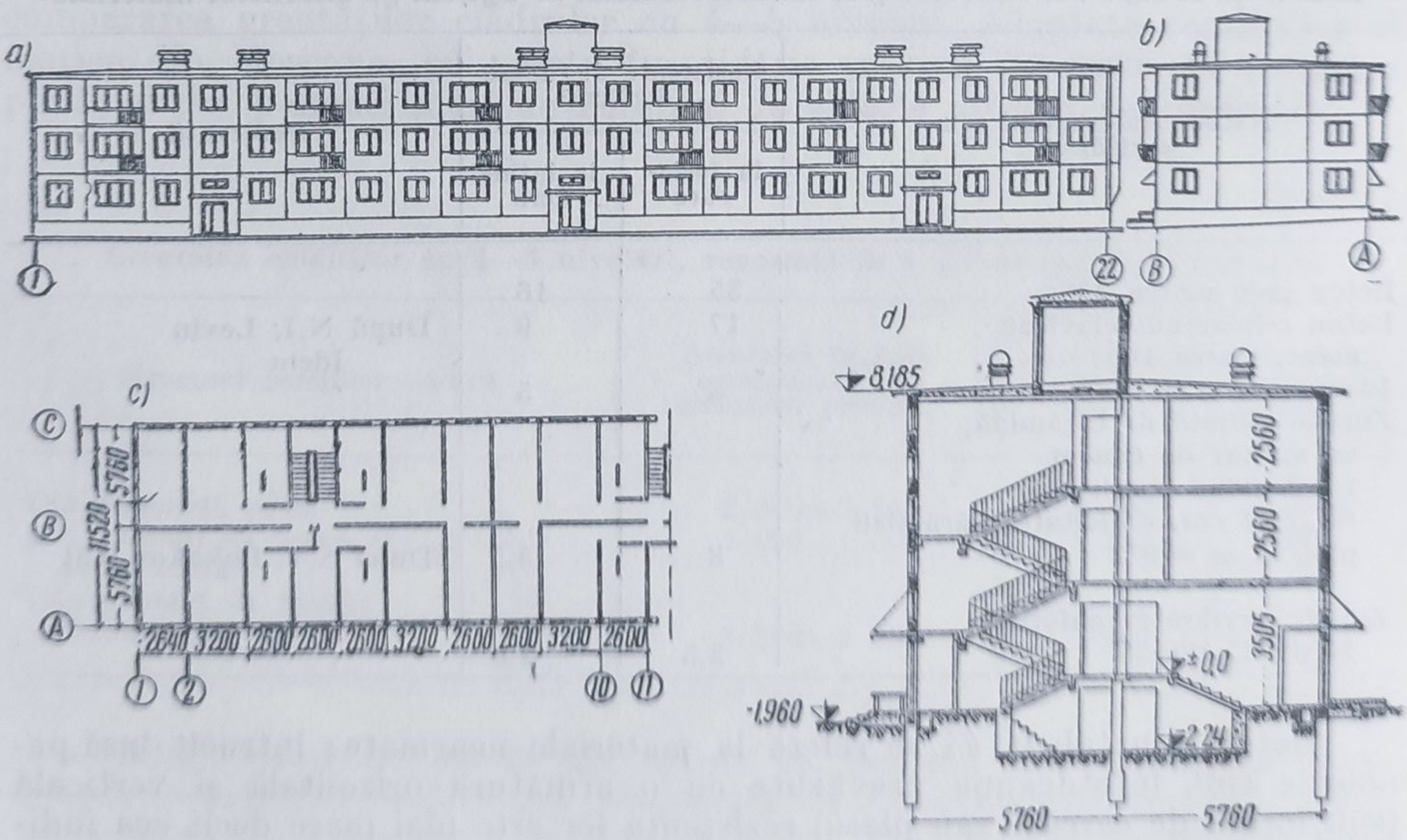


Fig. 122. Clădire de locuit cu trei niveluri, cu pereți din panouri formate din mai multe straturi, destinată pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 9; proiectul a fost întocmit de institutul Kazghiprogorselstroi:

***a* și *b* — fațade; *c* — o parte din planul clădirii; *d* — secțiune transversală.**

de 4 cm și ca și cel interior, cu grosimea de 10 cm, este executat din beton greu marca 200; între aceste straturi se află un strat de vată minerală de 11 cm grosime. Stratul exterior este legat de cel interior pe perimetrul panoului și golurilor (iar la panourile pline și în cîmp) prin nervuri armate cu grosimea de 4 cm, executate, pentru evitarea punților termice, din beton ușor cu greutatea specifică aparentă de 1 000 kgf/m³.

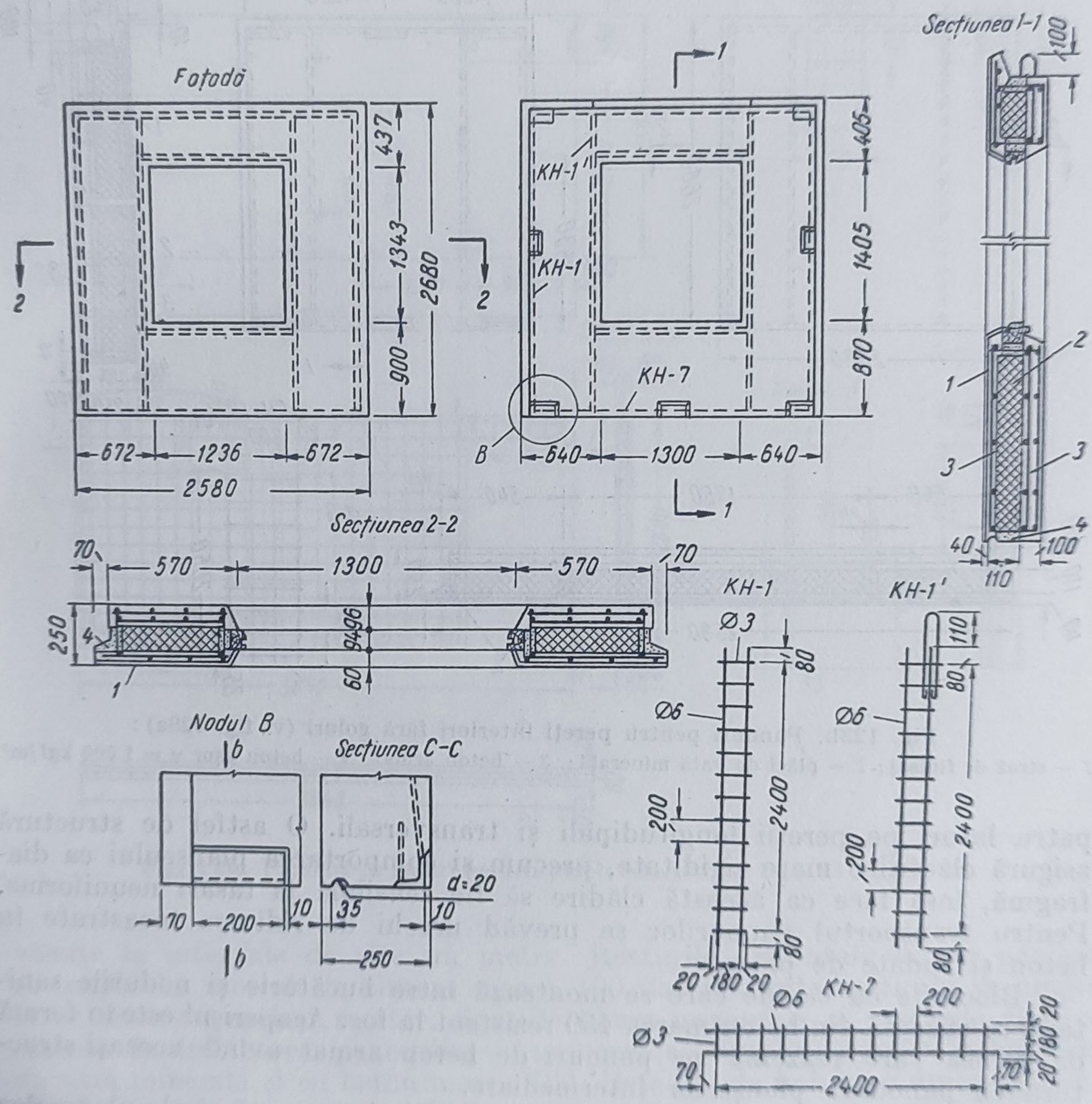


Fig. 123 a. Panouri pentru pereți exteriori, conform proiectului institutului Kazghiprogorselstroi:
1 — strat de finisaj de 15 mm; *2* — plăci de vată minerală $\gamma = 300$ kgf/m³; *3* — beton armat (beton greu marca 200); *4* — beton ușor $\gamma = 1\,000$ kgf/m³.

Panourile interioare formate dintr-un singur strat (fig. 123 *c*) și executate din beton marca 100, cu grosimea de 12 cm (stabilită pe baza condițiilor de rezistență la foc și de izolare fonică) sînt armate cu plase sudate

(în cîmp) și cu carcase (pe fețele laterale ale panoului și cu carcase verticale în cîmp).

Planșeele sînt executate din panouri plane de beton armat de dimensiunile unei camere (fig. 123 *d*) cu grosimea de 10 cm, care reazemă pe cele

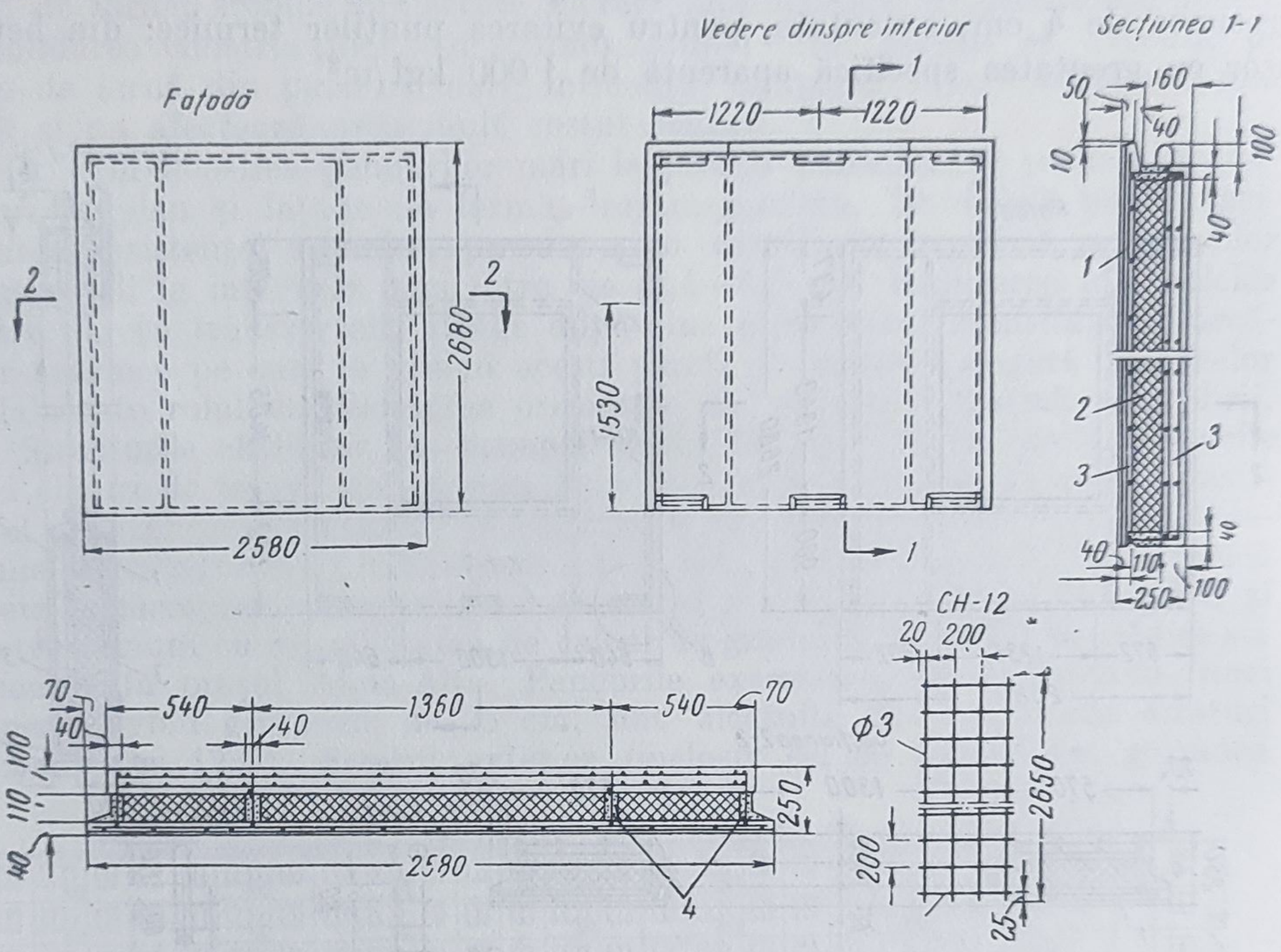


Fig. 123b. Panouri pentru pereți interiori fără goluri (v. fig. 123a):
1 — strat de finisaj; 2 — plăci de vată minerală; *3* — beton armat; *4* — beton ușor $\gamma = 1\,000$ kgf/m³.

patru laturi pe pereții longitudinali și transversali. O astfel de structură asigură clădirii o mare rigiditate, precum și comportarea planșeului ca diafragmă, însă face ca această clădire să fie sensibilă la tasări neuniforme. Pentru transportul panourilor se prevăd urechi de ridicare încastrate în beton și sudate de plase.

Blocurile cu canale care se montează între bucătărie și nodurile sanitare, se execută din beton marca 150 rezistent la foc. Acoperișul este în formă de terasă care reazemă pe panouri de beton armat avînd aceeași structură ca panourile planșeelor intermediare.

Îmbinările dintre panourile pereților exteriori, interiori și ale planșeelor precum și îmbinările dintre planșee și pereți se fac cu ajutorul pieselor metalice înglobate în beton, care se sudează cu electrozi*) de calitate supe-

*) Ținînd seamă de caracterul dinamic al eforturilor care se produc în cordoanele de sudură și rolul acestora în asigurarea capacității portante a elementelor clădirii, sudarea trebui e făcută cu electrozi care să asigure cordoanelor o bună plasticitate și reziliență. Operațiile de sudare trebuie să fie încredințate sudorilor calificați, controlul calității lucrărilor fiind obligatoriu.

rioară cu un strat gros de fondant. Panourile pereţilor exteriori se îmbină între ele precum şi cu planşeele, la colţuri şi la mijlocul celor patru feţe, dinspre interiorul clădirii. Piesele înglobate în panourile de planşee sînt pre-

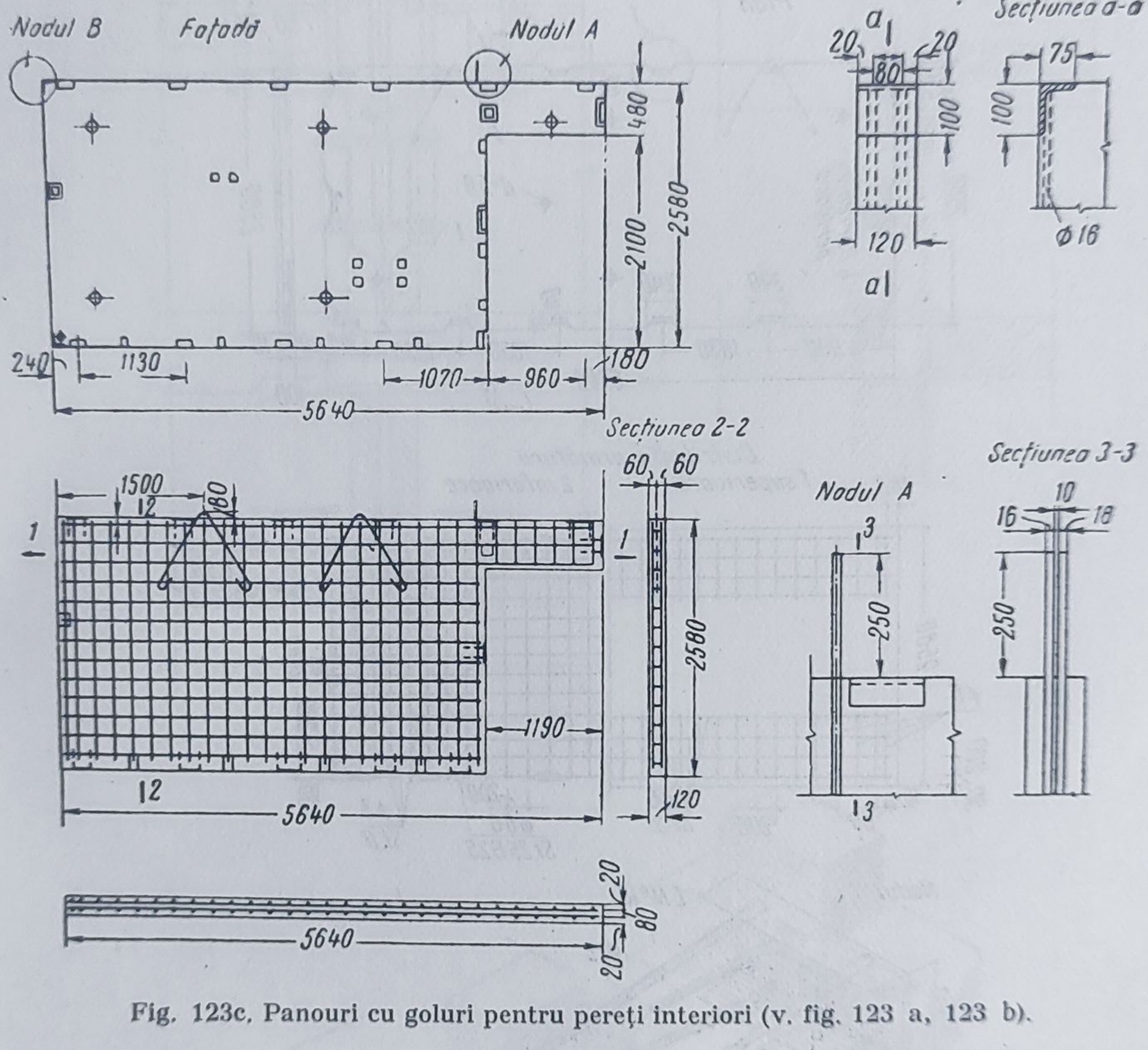


Fig. 123c. Panouri cu goluri pentru pereţi interiori (v. fig. 123 a, 123 b).

văzute la intervale de cîte un metru. Rosturile orizontale dintre panouri se umplu cu mortar de ciment marca 100, iar rosturile verticale se umplu la exterior cu acelaşi mortar. Spaţiile libere orizontale şi verticale care se creează la îmbinarea panourilor exterioare, se umplu cu plăci semirigide de vată minerală şi cu beton marca 100. Detaliile de îmbinare dintre panourile interioare sînt arătate în fig. 124.

Detaliile de ancorare a cornişei, a peretelui de la subsol şi a fundaţiilor se dau în fig. 125 şi 125a. Fundaţiile şi pereţii subsolului sînt din beton ciclopian monolit. S-au prevăzut fundaţii pentru toţi pereţii longitudinali şi transversali.

Pereţii exteriori ai subsolului sînt armaţi cu armătură orizontală, la partea superioară şi inferioară. Legătura dintre pereţii subsolului, planşeul de peste subsol şi pereţii de la primul nivel, se realizează cu ajutorul

ancorajelor prevăzute la pereții subsolului și cu piese speciale înglobate în beton. Elementele prefabricate ale scărilor se îmbină între ele precum și cu panourile pereților casei scării.

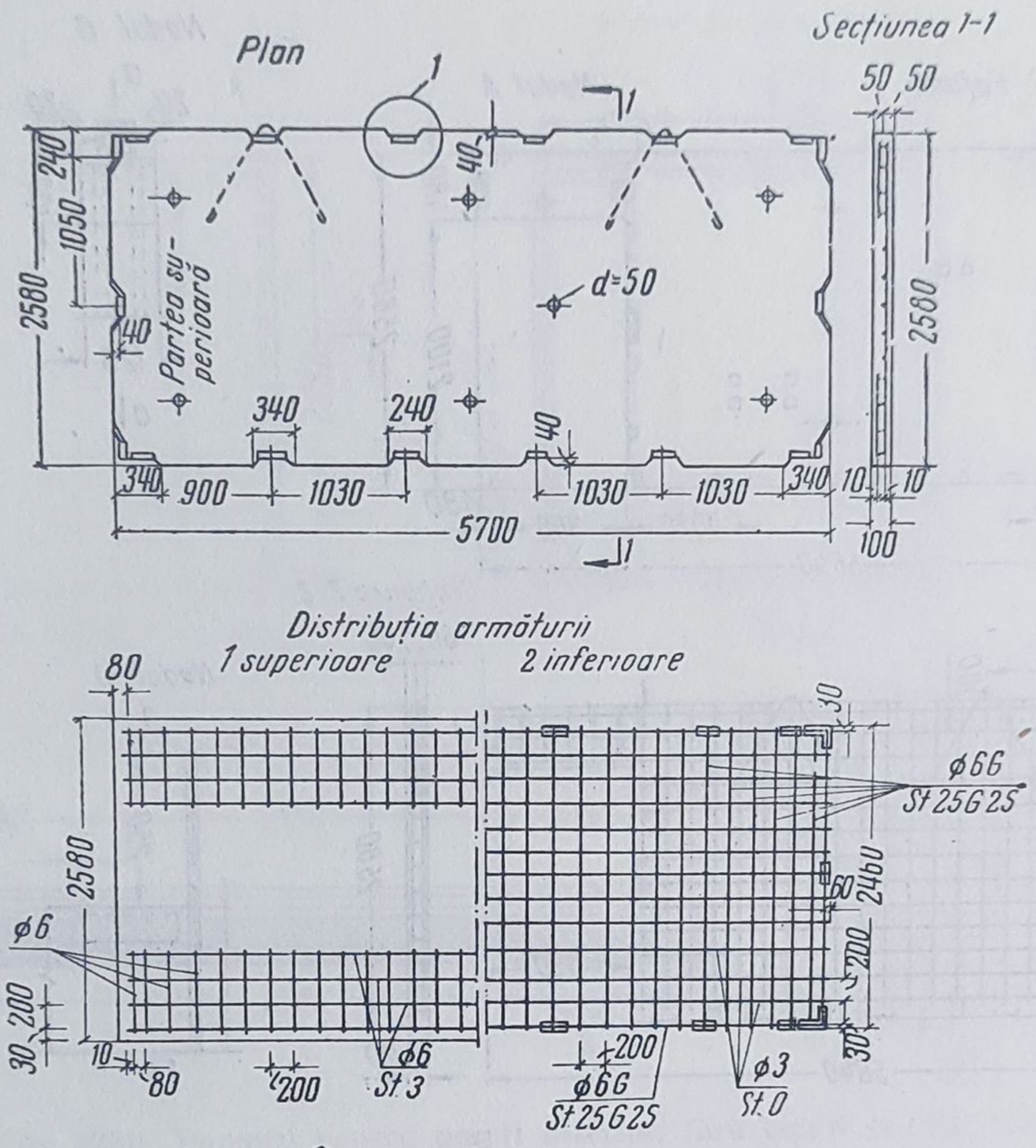


Fig. 123d. Panouri de planșee (v. fig. 123a—123c).

La filiala din Kazahstan a Academiei de construcții și arhitectură a U.R.S.S., sub conducera lui O. M. Kukebaev, s-au făcut încercări asupra îmbinărilor dintre panouri, adoptate în proiectul menționat, care au arătat că aceste îmbinări se comportă bine la eforturi de lunecare și de întindere.

În fig. 126 se dă planul clădirilor de locuit cu 4—5 niveluri, care face parte din sarcina de proiectare elaborată la o organizație de proiectare pentru regiunile cu seismicitatea de calcul de gradul 8. Pentru mai multă claritate,

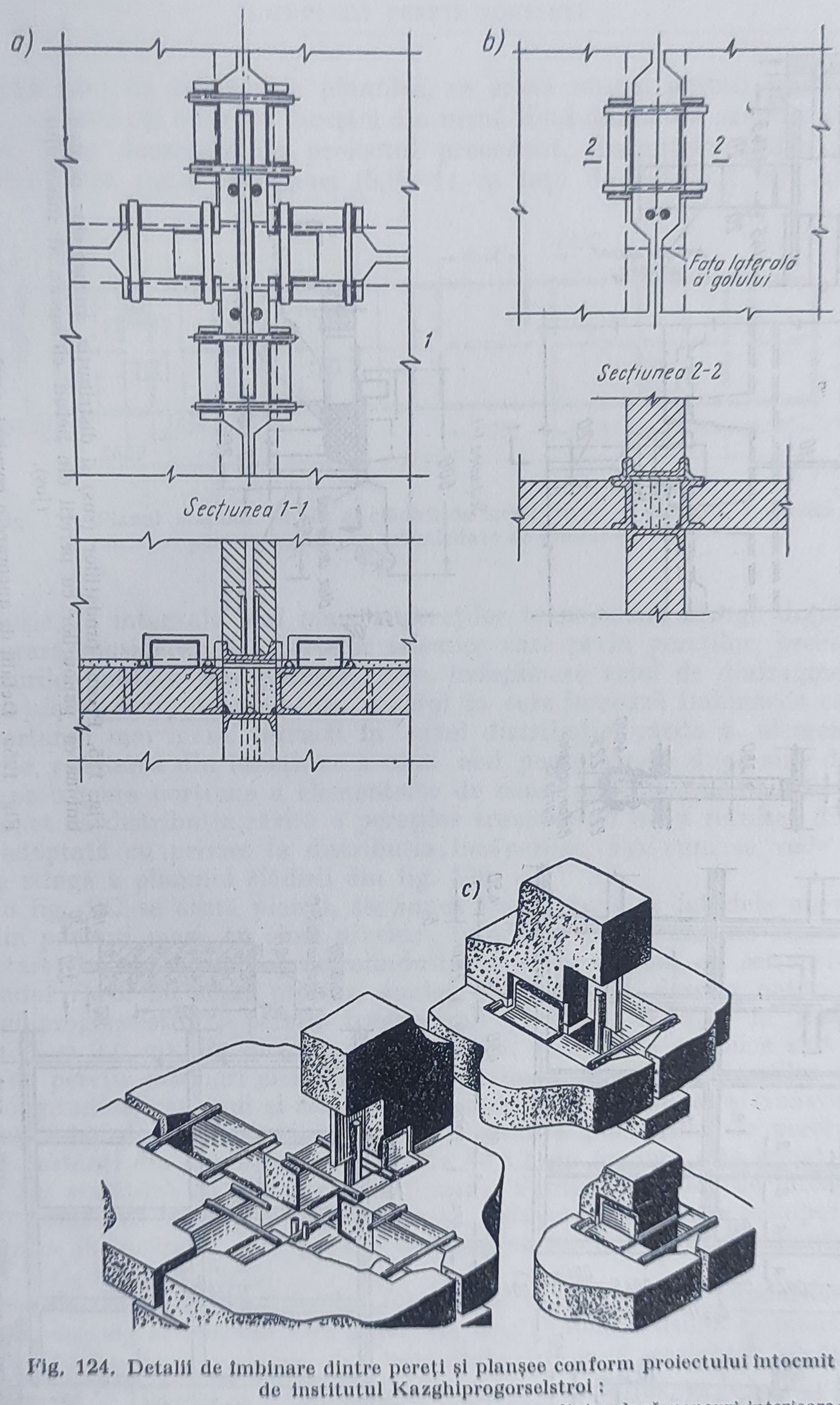


Fig. 124. Detalii de îmbinare dintre pereți și planșee conform proiectului întocmit de institutul Kazghiprogorselstroi :

a — la intersecția dintre pereții inferiori ; *b* — îmbinarea dintre două panouri interioare ; *c* — vedere axonometrică a îmbinărilor.

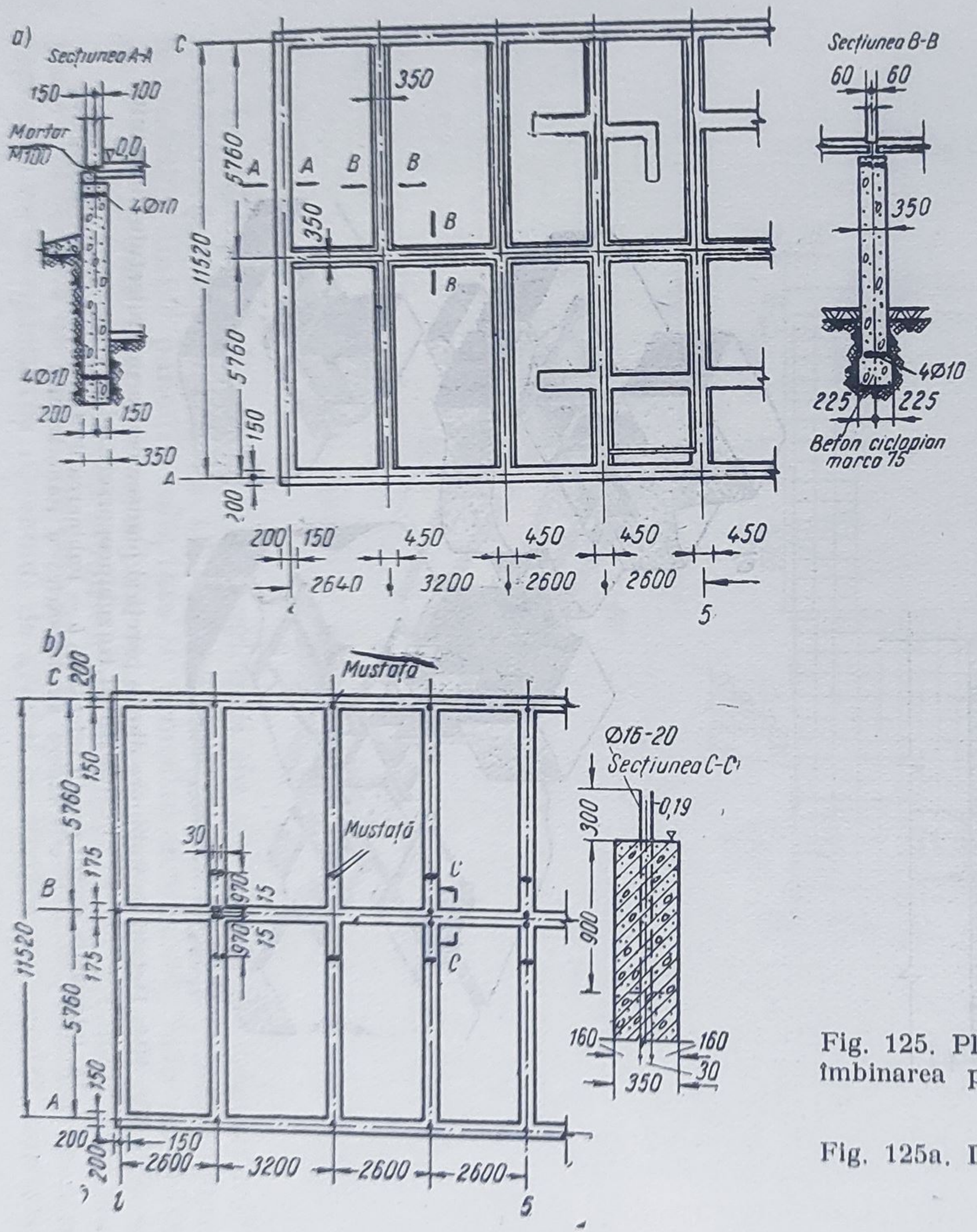


Fig. 125. Planul fundațiilor (sus) și distribuția ancorajelor pentru îmbinarea panourilor cu pereții din beton ciclopean ai subsolului (jos).

Fig. 125a. Detalii de ancorare a cornișei conform proiectului întocmit de institutul Kazghiprogorselstroi.

în dreapta axei de simetrie a planului, se arată numai pereții transversali portanți, exteriori și interiori (aceștia din urmă fiind din beton armat de 14 cm grosime). Spre deosebire de proiectul precedent, distanțele dintre pereții transversali sînt mult mai mari (5,8—11 m față de 2,6—3,2 m). Această

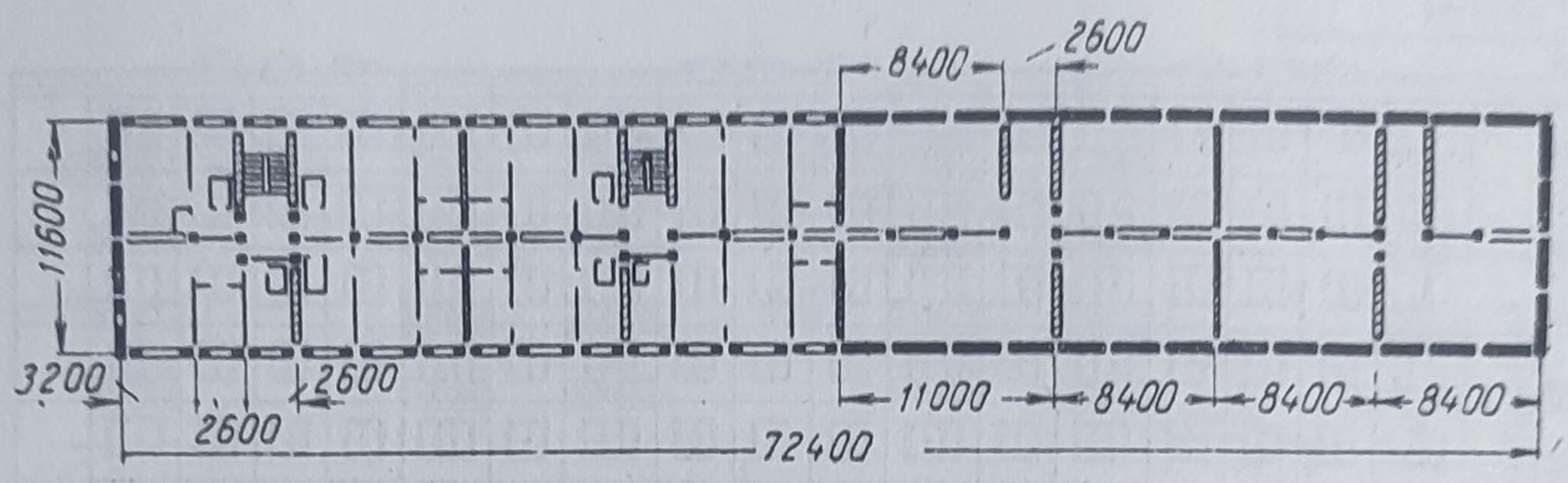


Fig. 126. Planul etajului curent al clădirii de locuit cu 4—5 niveluri, destinată pentru regiuni cu seismicitate de gradul 8.

distribuție, la intervale mai mari a pereților transversali atrage după sine o majorare considerabilă a forțelor seismice care revin pereților, precum și a eforturilor unitare din planșee, care îndeplinesc rolul de diafragme orizontale ale clădirii; de asemenea, modul în care lucrează îmbinările capătă o importanță mai mare, întrucît în cazul distribuției rărite a elementelor portante, scoaterea din funcțiune a unui nod poate atrage după sine degradarea pe o mare porțiune a elementelor de construcție ale clădirii. Trebuie menționat că distribuția rărită a pereților transversali nu a rezultat din soluția adoptată cu privire la distribuția încăperilor, așa cum se vede din partea stîngă a planului clădirii din fig. 126.

În fig. 127 se arată planul, secțiunea transversală și fațadele unei clădiri din panouri mari, cu cinci niveluri, întocmite (în stadiul de sarcină de proiectare) la institutul Giprostroiindustrie pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 7—8. În acest proiect, analog cu proiectul descris anterior al „Kazghiprogorselstroi", pereții transversali portanți se află la distanțe mici (3,2 și 2,6 m). Pe direcție longitudinală, solicitările seismice sînt preluate de pereții exteriori și interiori longitudinali. Panourile pereților exteriori longitudinali precum și ale pereților interiori longitudinali și transversali portanți, sînt de dimensiunile camerei. Grosimea panourilor de pereți interiori portanți din beton marca 150 este de 12 cm (panoul este armat cu o plasă din armătură cu diametrul de 6 mm). Faptul că panourile interioare nu au armătură dublă, are o influiență nefavorabilă asupra comportării panourilor la încărcări care produc deformarea lor după direcția perpendiculară pe planul peretelui.

Pentru simplificarea tiparelor folosite la confecționarea panourilor interioare, acestea se execută fără goluri de uși; tîmplăria ușilor se montează ulterior. Panourile exterioare sînt proiectate în două variante: alcătuite din mai multe straturi și dintr-un singur strat. Cele dintîi au la exterior ca și la interior cîte un strat de beton armat cu grosimea respectiv de 5 și de 8 cm; cele două straturi sînt solidarizate între ele prin nervuri armate din beton

ușor. Stratul termoizolator din plăci semirigide de vată minerală sau din alte materiale eficiente se află între cele două straturi de beton armat.

În raport cu grosimea stratului termoizolator (temperaturile exterioare de calcul fiind de —20°C pînă la —40°C) grosimea totală a panourilor va-

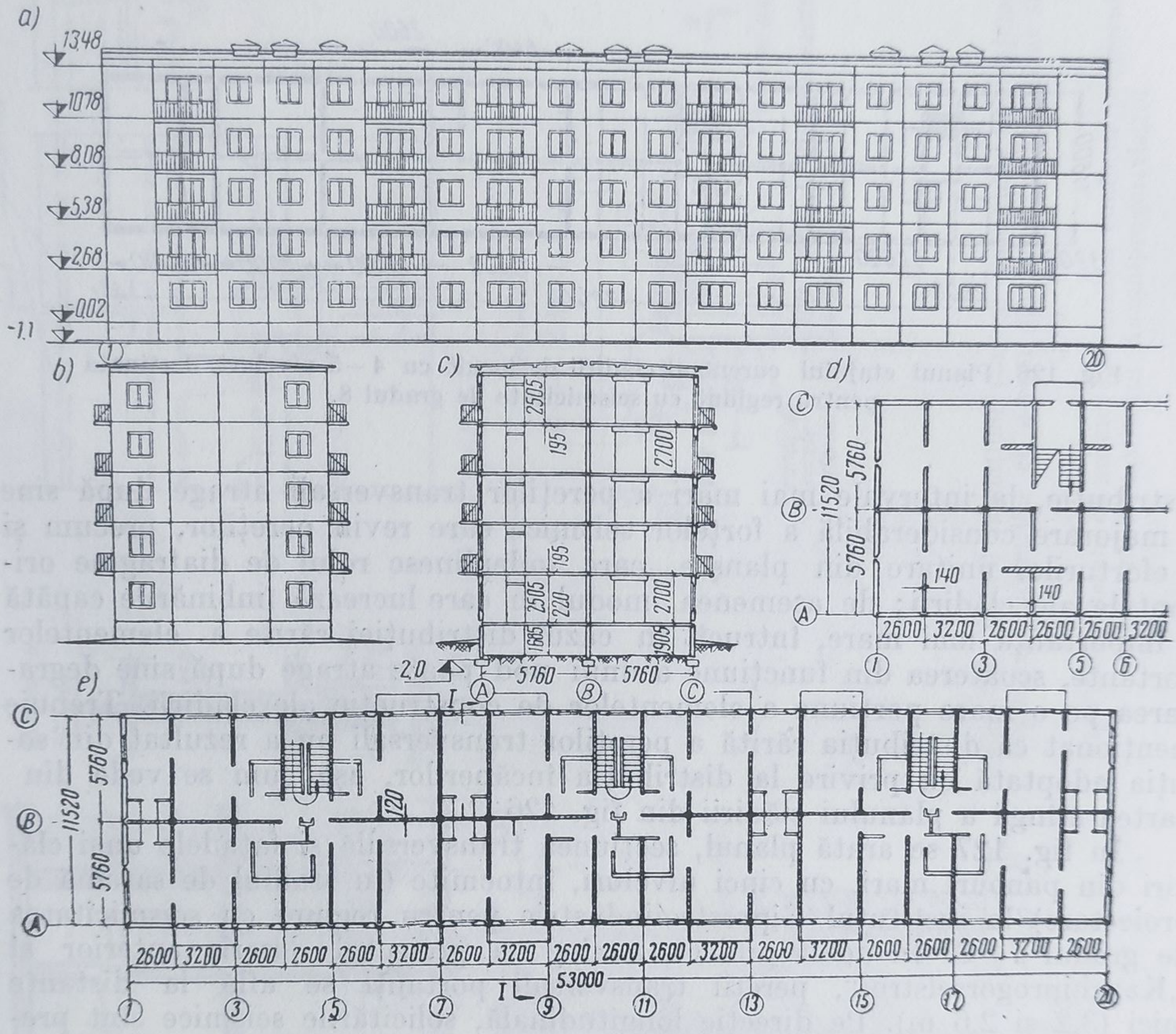


Fig. 127. Clădire de locuit din panouri mari, cu cinci niveluri, pentru regiuni cu seismicitate de gradul 7—8, după proiectul institutului Giprostroiindustrie:
a și *b* — fațade; *c* — secțiune transversală; *d* — o parte din planul subsolului; *e* — planul etajului curent.

riază de la 21 la 30 cm. Panourile de planșee cu grosimea de 10 cm, au lungimea de 5,4 m și lățimea de 3,18 m sau 2,58 m. Raportul dintre lungimea și lățimea panourilor fiind cel arătat mai sus, acestea lucrează analog cu o grindă (pe deschiderea mică). Ținînd seamă de încastrarea în pereții transversali, pe lîngă plasa de armătură inferioară, panourile sînt prevăzute cu plase superioare în zona momentelor negative de pe reazeme. Structurile panourilor exterioare alcătuite din mai multe straturi precum și cele ale panourilor de planșee, sînt arătate în fig. 128.

Îmbinarea dintre panourile de planșee, precum și dintre acestea din urmă și panourile de pereți, se face pe toate cele patru laturi, prin sudarea

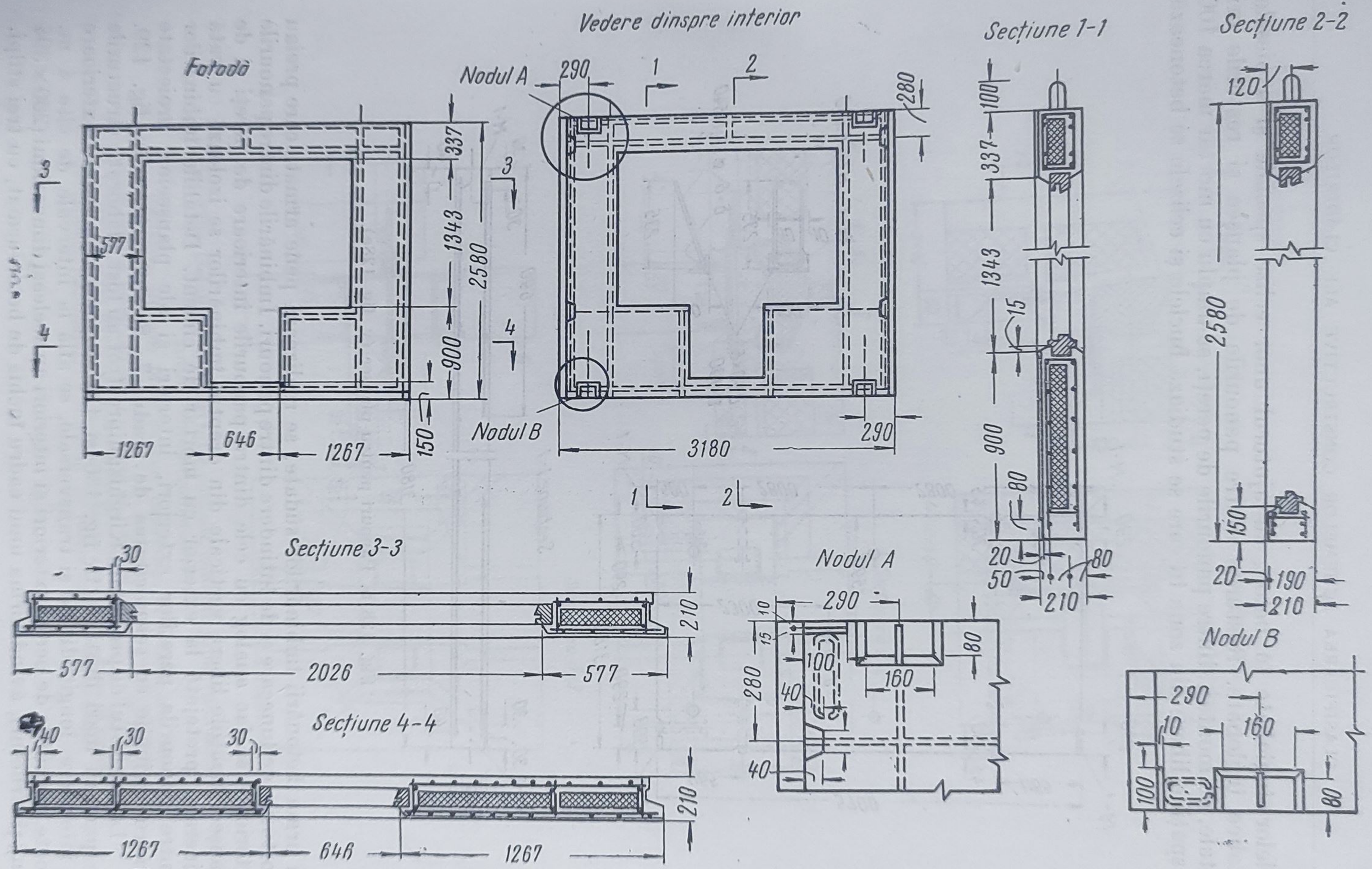


Fig. 128 a. Panouri pentru pereți exteriori cu goluri pentru ușă de balcon, după proiectul institutului Giprostroiindustrie.

buclelor înglobate în beton, cu ajutorul unor eclise speciale și a pieselor metalice înglobate. Rosturile dintre panourile de planșee și rosturile orizontale, de montaj, dintre panourile de pereți, se umplu cu mortar marca 100, iar spațiile libere din zona în care se studiază buclele și eclisele se betonează.

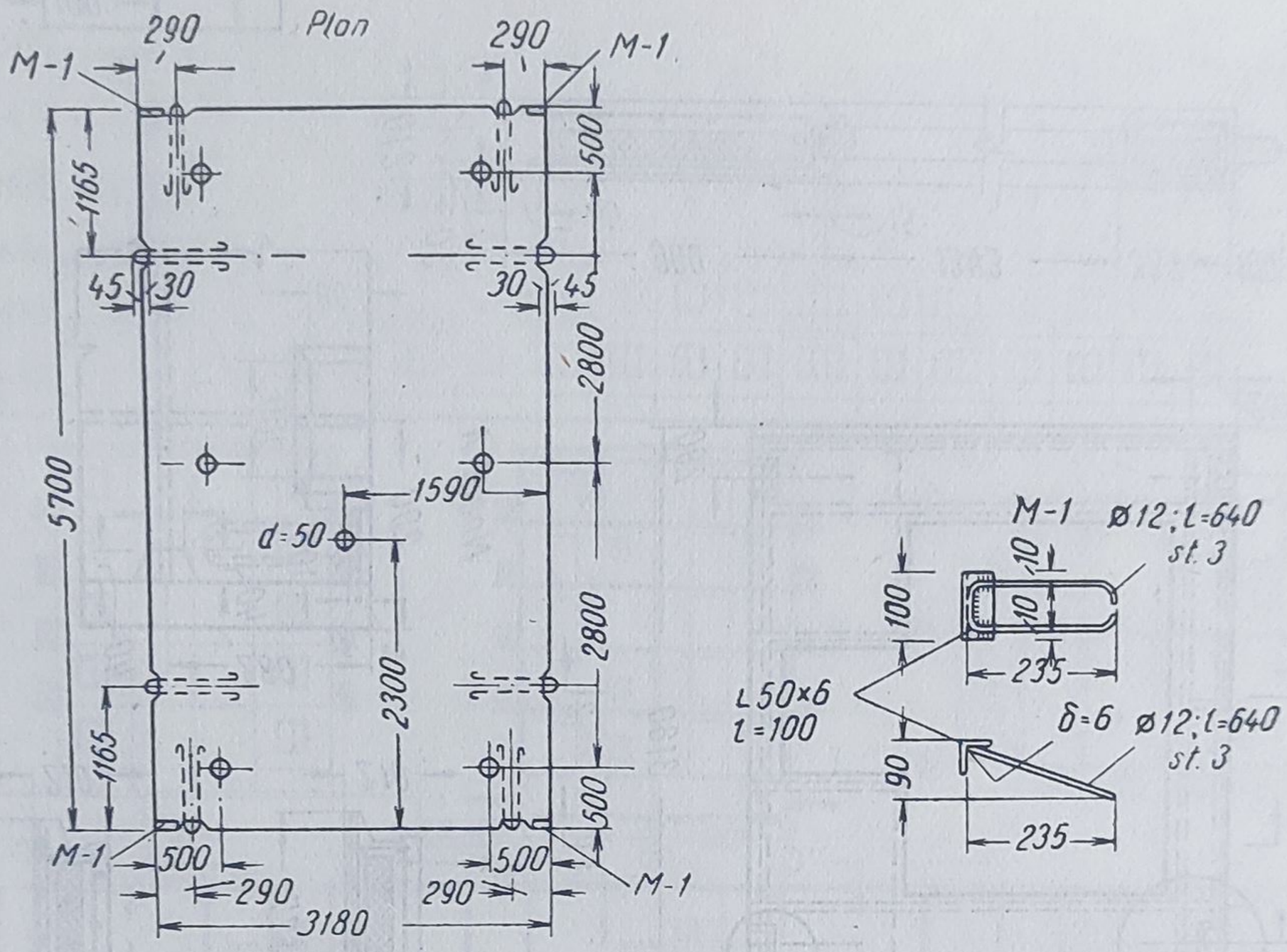


Fig. 128 b. Panouri pentru planșee (v. fig. 128a).

În urma betonării îmbinărilor sudate, se realizează pene armate care preiau eforturile de lunecare și de întindere dintre panouri. Îmbinările dintre panourile exterioare se fac analog cu cele dintre panourile interioare de pereți și de planșee. Spațiile libere verticale din dreptul îmbinărilor se izolează cu vată minerală, protejată la exterior cu mortar de ciment. Detaliile îmbinărilor dintre panourile pereților exteriori, interiori și ale planșeelor, proiectate pentru regiunile cu seismicitatea de gradul 7—8, sînt arătate în fig. 129.

La institutul de proiectare Kirghizghiprostroi au fost elaborate structurile de panouri mari ilustrate în fig. 130 și 131. Panourile portante exterioare și interioare, longitudinale și transversale, se află la intervale de cîte 4 m. Toate panourile de pereți exteriori și interiori au aceleași dimensiuni (260×394 cm) și structuri, avînd forma unui cadru închis de beton armat, cu trei stîlpi.

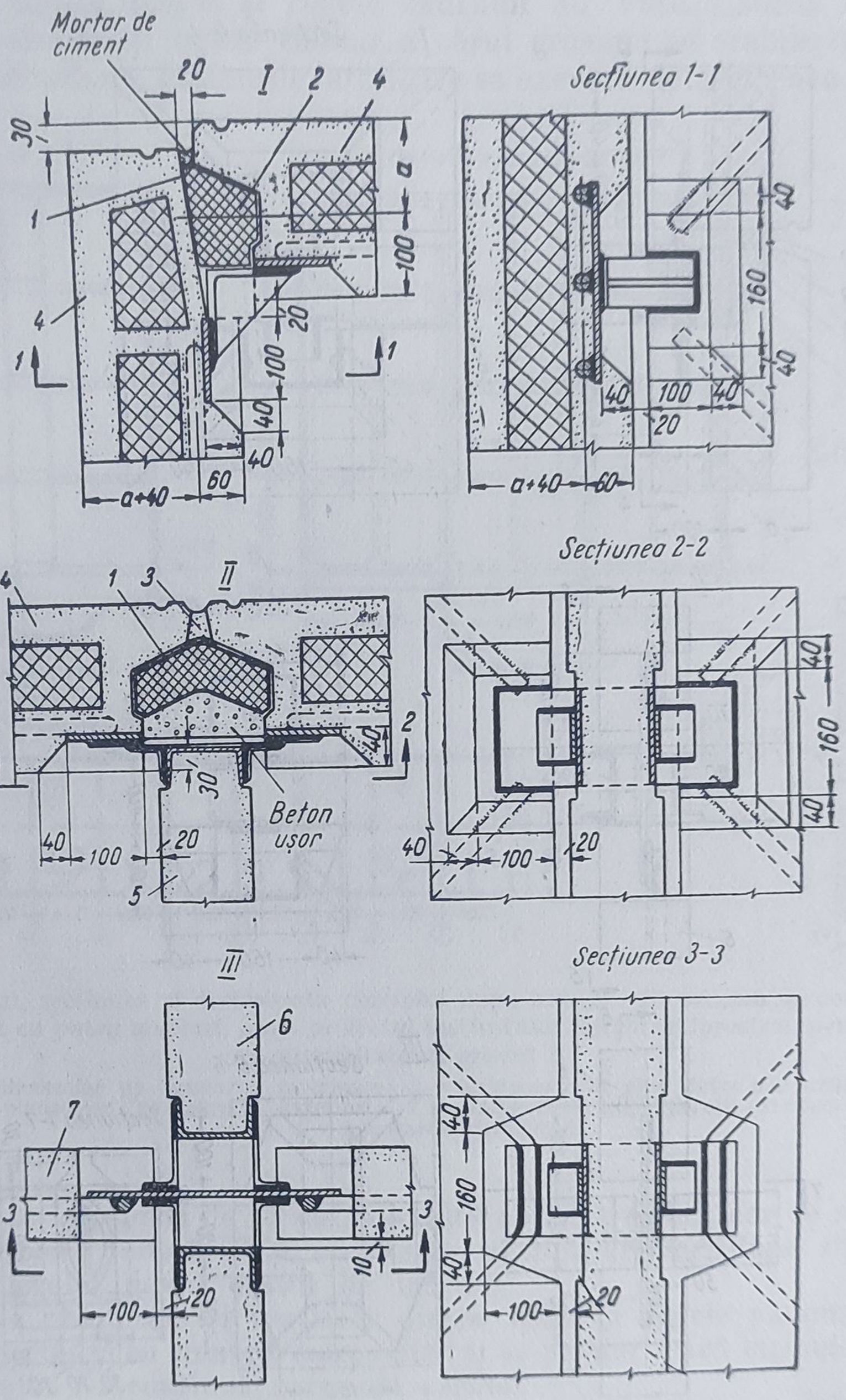
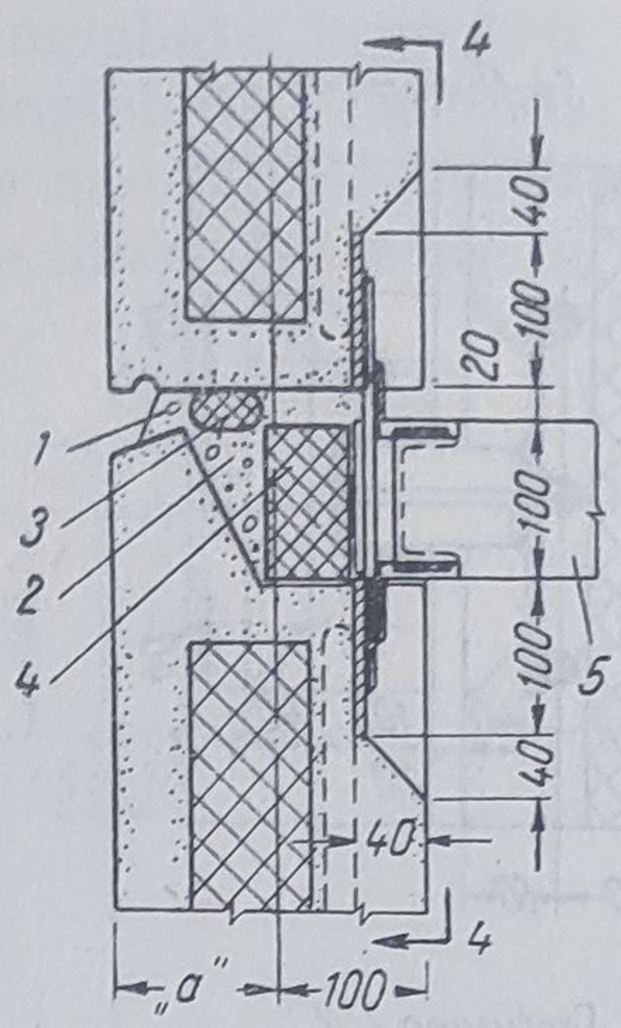
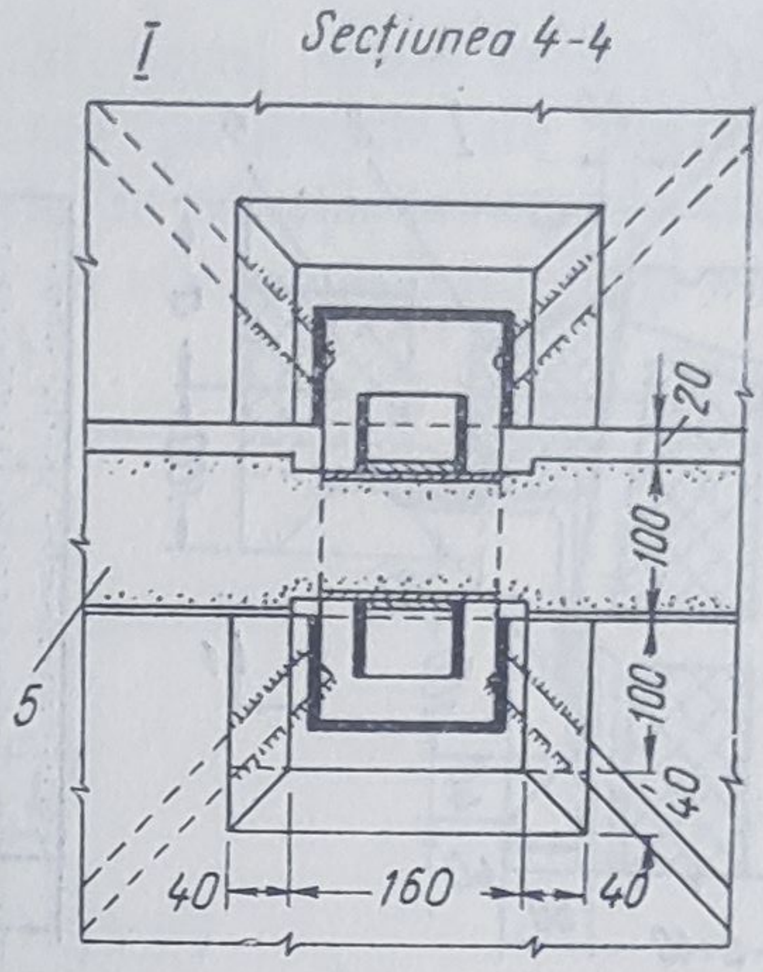
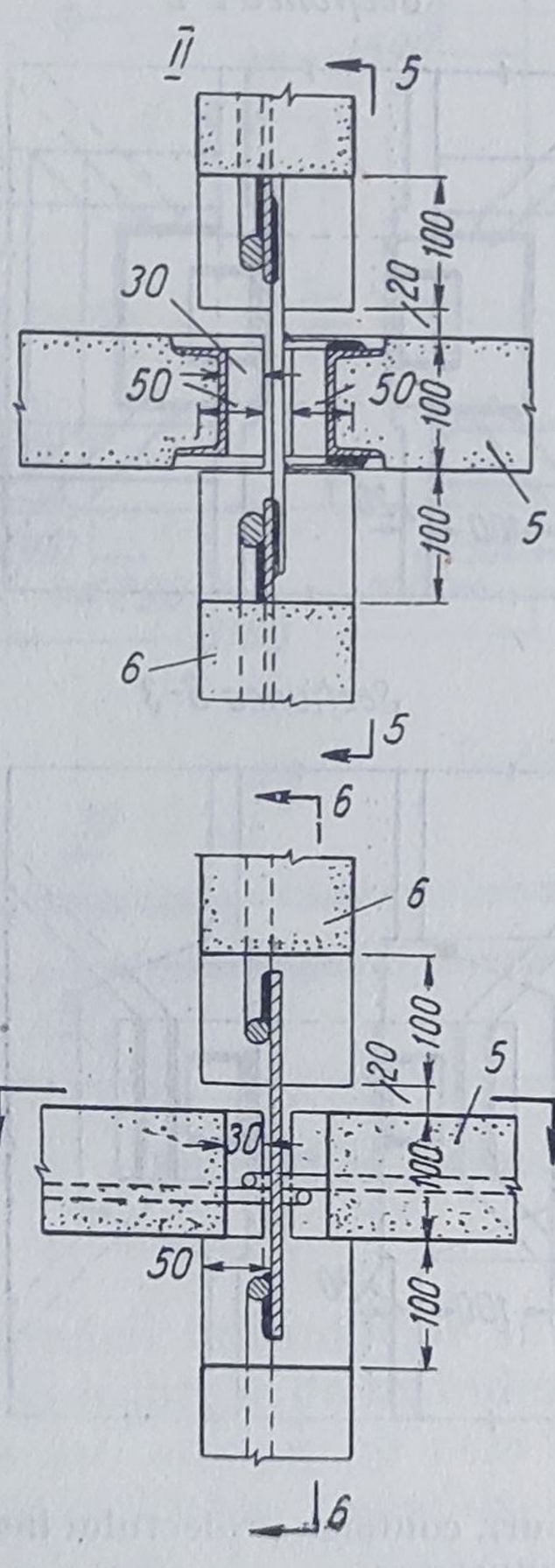


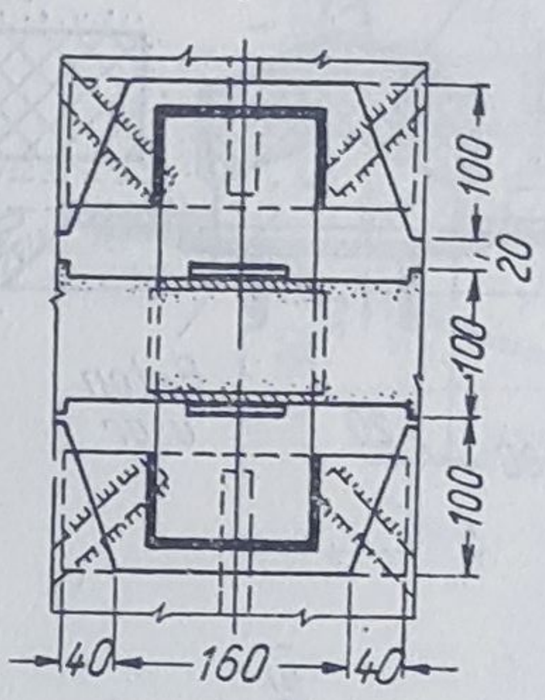
Fig. 129a. Detalii de îmbinări între panouri, conform proiectului institutului Giprostroiindustrie :

I — îmbinarea de colț între panouri exterioare; *II* — îmbinarea între panouri interioare și exterioare; *III* — îmbinarea între pereți interiori, transversali și longitudinali; *1* — strat de ruberoid pe mastic de bitum; *2* — strat de vată minerală, semirigidă; *3* — mortar de ciment; *4* — panou de perete exterior; *5* — panou de perete interior; *6* — panou de perete interior, longitudinal; *7* — panou de perete interior transversal.









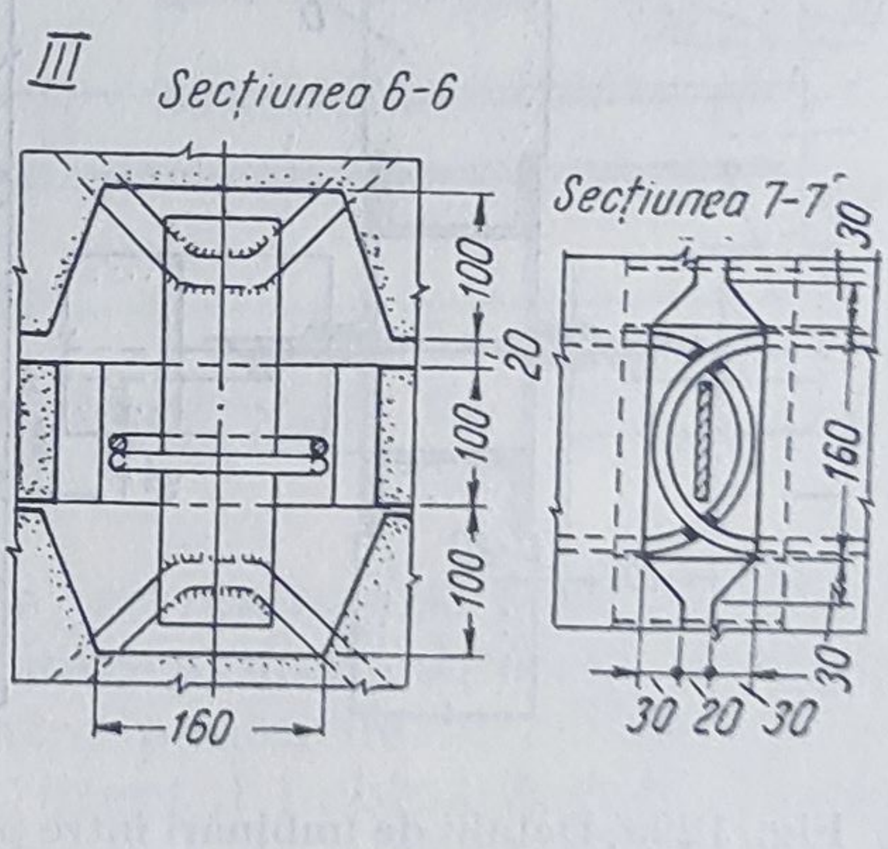


Fig. 129b. Detalii de îmbinări între panouri :

I — rezemarea planșeului pe pereții exteriori; *II* — rezemarea pe pereții interiori longitudinali; *III* — rezemarea pe pereții transversali; *1* — mortar de ciment; *2* — beton ușor; *3* — cordon din masă plastică sau din frînghie gudronată; *4* — strat de vată minerală de 6 cm, învelit în pergament cu mastic de bitum; *5* — panou de planșeu; *6* — panou de perete.

Nodurile dintre stîlpii și riglele cadrului au vute. Cadrul panourilor exterioare se umple cu beton celular a cărui grosime se stabilește pe baza calculului termotehnic. Panourile interioare se execută de asemenea din beton

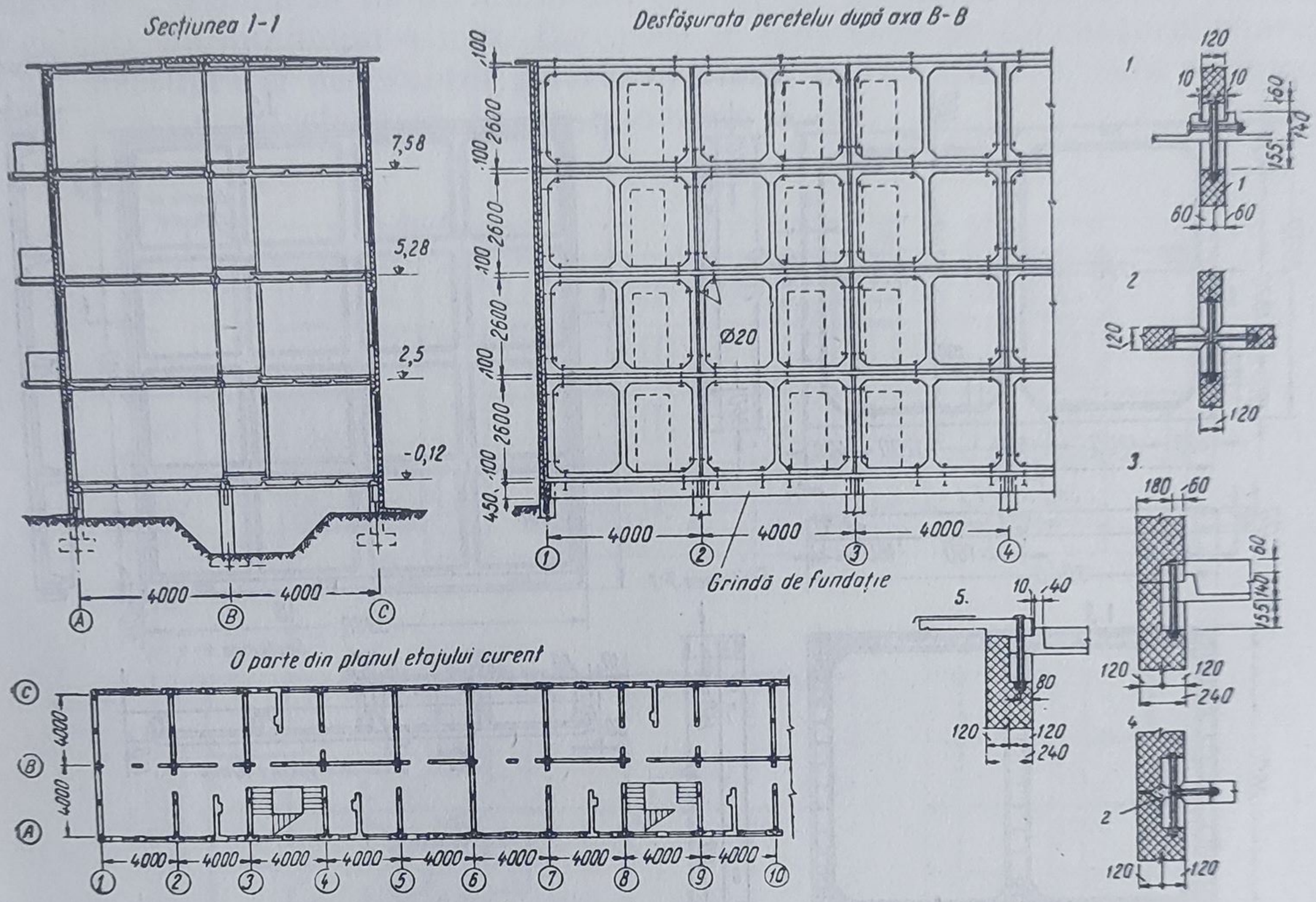


Fig. 130. Planul, secțiunea și desfășurata peretelui după axa $B-B$, precum și nodurile unei clădiri de locuit cu patru niveluri, după proiectul institutului Kirghizghiprostroi, pentru regiuni cu seismicitate de gradul 9:

1 — rezemarea planșeelor pe panourile interioare; *2* — îmbinarea în plan între panourile interioare; *3* — rezemarea planșeelor pe pereții exteriori; *4* — îmbinările între pereții exteriori și interiori, plan; *5* — ancorarea cornișelor.

celular, însă au grosimea de 12 cm, stabilită pe baza condițiilor de rezistență la foc și de izolare fonică. Prin îmbinarea panourilor, secțiunile stîlpilor și riglelor scheletului devin destul de mari.

Rosturile orizontale și verticale dintre stîlpi și riglele panourilor alăturate se injectează cu mortar marca 100 și se solidarizează cu buloane executate din oțel cu conținut redus de carbon.

Panourile pentru planșee au nervuri iar dimensiunile lor sînt de dimensiunile unei camere, avînd 398×405 cm; ele se montează cu nervurile în sus. Nervurile exterioare au falțuri orizontale, pe care, după montarea planșeelor se reazemă panourile de pereți de la etajele superioare. Panourile alăturate se strîng între ele cu buloane, care se introduc prin nervuri. Avantajul acestui proiect constă din eliminarea sudurii, întrucît calitatea nesatisfăcătoare a acesteia poate să aibă ca urmare realizarea unor cordoane de sudură rigide, care se comportă nesatisfăcător la încărcări de tipul celor

seismice. Pînă în prezent îmbinarea cu buloane a panourilor nu a fost cercetată pe cale experimentală.

Proiectul tehnic al clădirii de locuit din panouri mari, cu patru niveluri şi cu 32 de apartamente, din panouri de zidărie vibrată din cărămidă, pentru

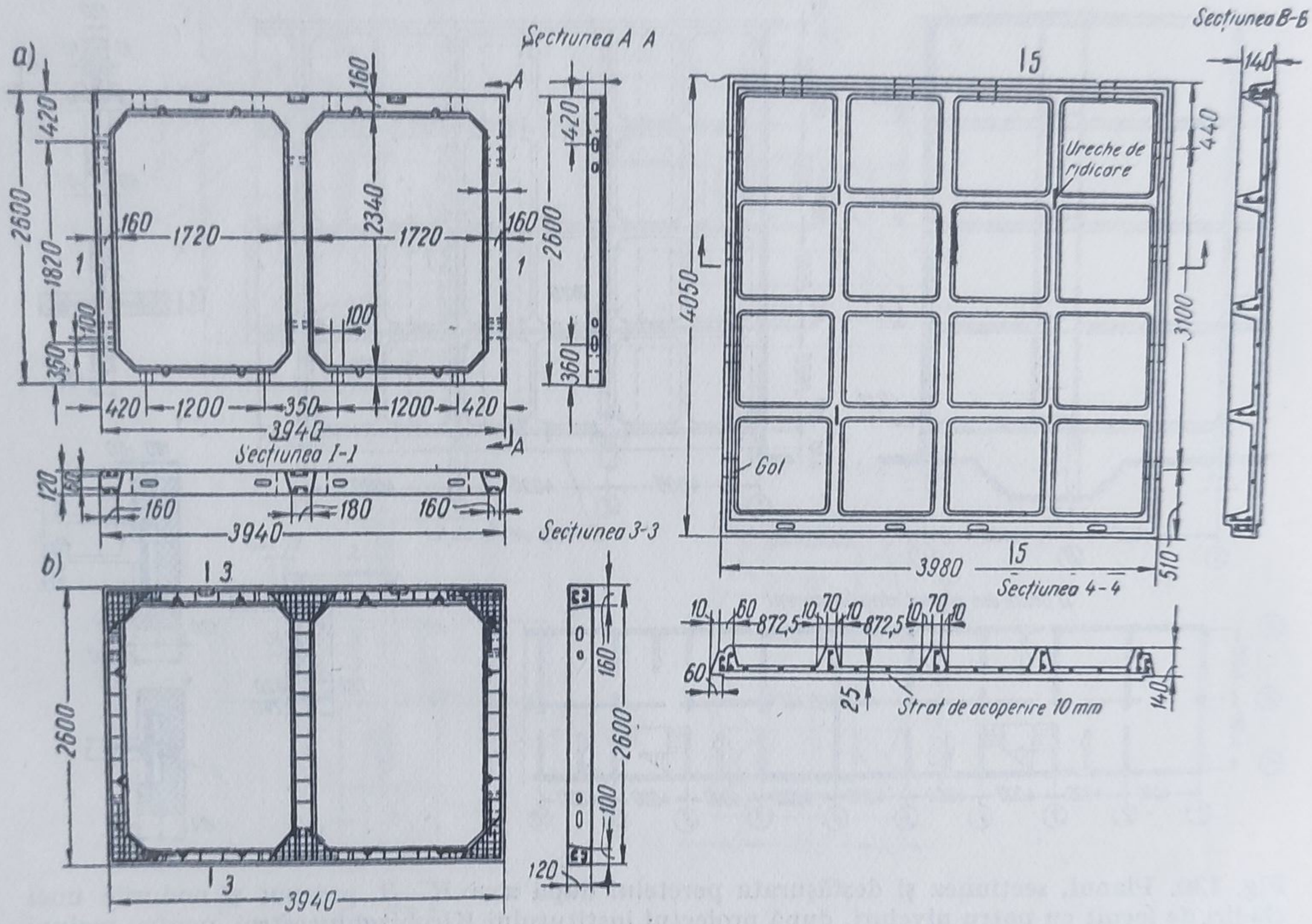


Fig. 131. Panou de perete interior (*a*), armarea acestuia (*b*) şi panou pentru planşee (*c*), după proiectul institutului Kirgizghiprostroi.

regiuni cu seismicitatea de gradul 7—8, a fost întocmit la Institutul de proiectare Uzgosproekt (fig. 132). Pereţii exteriori sînt alcătuiţi din două straturi : stratul interior este din zidărie vibrată de cărămidă cu grosimea de o jumătate de cărămidă ; stratul exterior, termoizolator, este alcătuit din plăci de beton spumos cu grosimea de 10 cm, avînd greutatea specifică aparentă de 600 kgf/m³, pe care se aplică o tencuială de mortar de ciment de 2 cm grosime*). Panourile sînt armate cu carcase verticale şi orizontale sudate, din sîrmă trasă la rece cu conţinut redus de carbon, cu diametrul de 4 mm şi din bare cu diametrul de 8 şi de 10 mm din oţel marca St.3. Conform

*) În „Instrucţiuni provizorii pentru alcătuirea, calculul, confecţionarea şi montarea clădirilor din panouri de zidărie vibrată de cărămidă“ [31], se prevede ca stratul termoizolator de pe faţa exterioară a panoului să fie protejat cu un strat de mortar avînd o grosime de minimum 30 mm, armat cu o plasă din bare cu diametrul de 3 mm, ochiurile plasei fiind de 20 × 20 cm. Stratul de acoperire al armăturii trebuie să fie de minimum 20 mm. Plasele cu care se armează stratul de tencuială trebuie să fie ancorate de carcasele stratului de cărămidă al panoului.

„Instrucțiunilor provizorii pentru calculul și alcătuirea pereților din panouri de zidărie vibrată de cărămidă“ distanța dintre carcasele verticale nu trebuie să depășească 1,4 m. Diametrul barelor de care se sudează piesele înglobate, trebuie să fie de minimum 8 mm, iar grosimea plăcuțelor pieselor înglobate de minimum 4 mm. Carcasele se montează pe tot conturul panourilor, deasupra și dedesubtul golurilor. Grosimea rosturilor în care se introduce armătura trebuie să fie de minimum 3 cm.

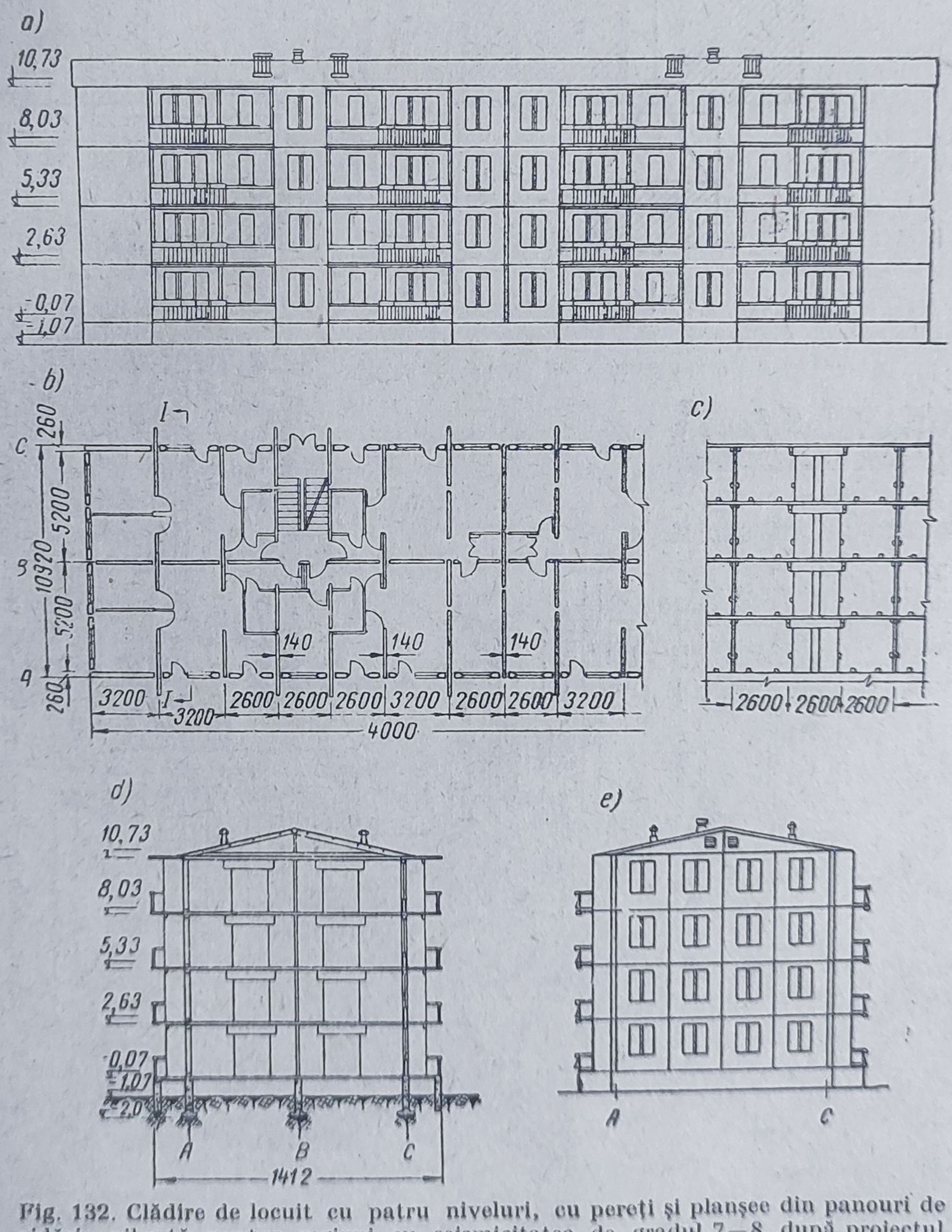


Fig. 132. Clădire de locuit cu patru niveluri, cu pereți și planșee din panouri de zidărie vibrată pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 7—8, după proiectul institutului Uzgosproekt:

a — fațadă; *b* — planul etajului curent; *c* — desfășurata peretelui după axa *B—B*; *d* — secțiunea *I—I*; *e* — fațada după *A—B*.

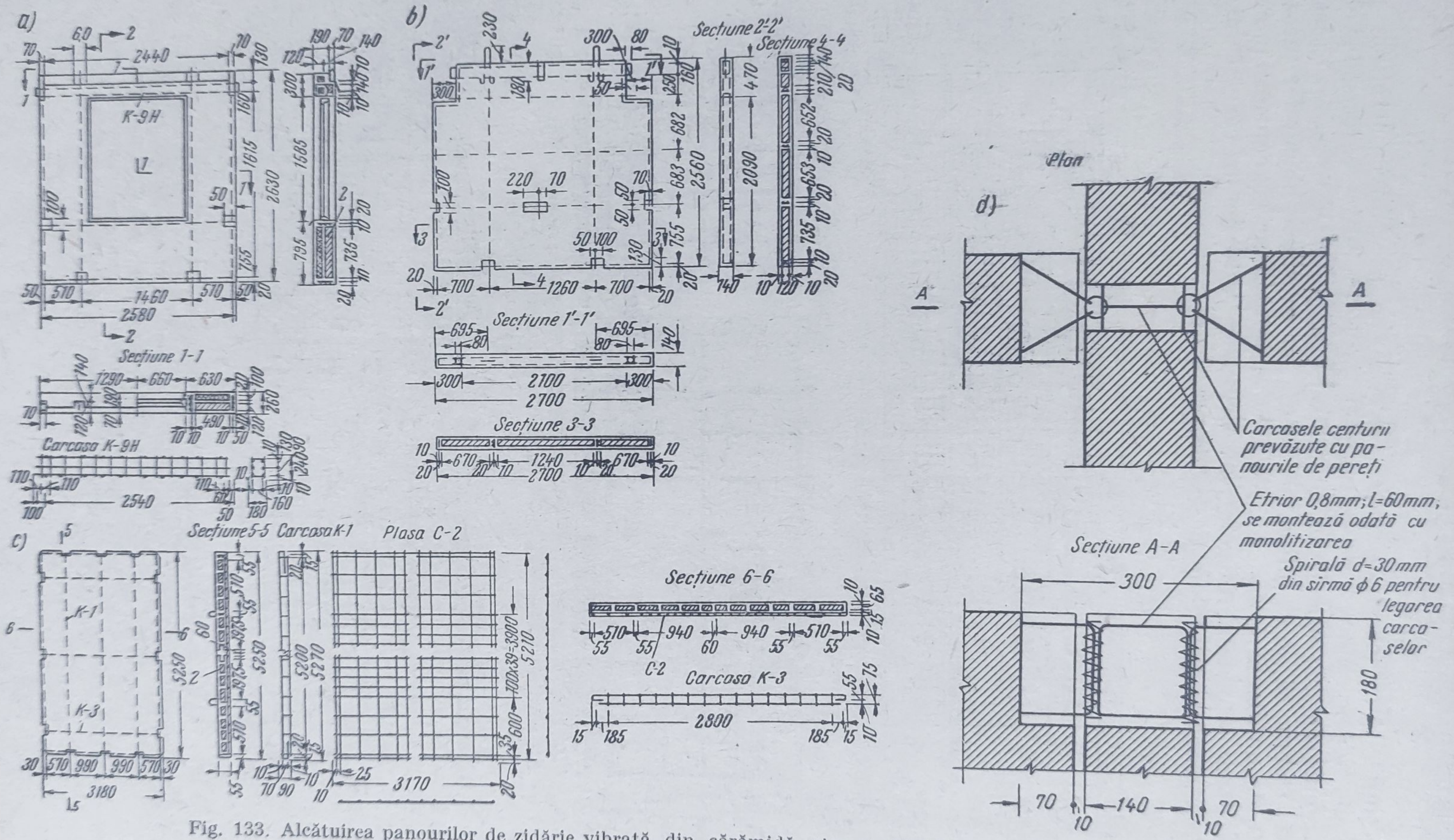


Fig. 133. Alcătuirea panourilor de zidărie vibrată din cărămidă și a îmbinărilor acestora, după proiectul institutului Uzgosproekt:

a — panou exterior; *b* — panou interior; *c* — panou pentru planșee; *d* — îmbinări sistem I. A. Izmailov, între panourile interioare; *1* — strat termoizolator; *2* — zidărie vibrată din cărămidă.

După cum se vede din planurile panourilor din fig. 133, capetele carcaselor de armătură se află în niște goluri. După montarea a două panouri alăturate, carcasele verticale și orizontale se leagă între ele, iar rosturile se betonează. În modul acesta, clădirea este armată pe toată lungimea și înălțimea sa cu armătură orizontală și verticală, ceea ce are fără îndoială o influență favorabilă asupra capacității portante a clădirii la solicitări seismice.

La clădirile care se execută în regiuni neseismice, zidăria panourilor, care lucrează în general la compresiune, se realizează fără țeserea rosturilor verticale. Posibilitatea de a aplica acest procedeu la confecționarea panourilor de zidărie vibrată, care sub acțiunea încărcărilor seismice orizontale lucrează la deformații în planul lor, nu a fost confirmată experimental și această problemă trebuie cercetată într-un viitor apropiat.

Cercetările făcute la ȚNIISK, pe panouri încărcate în planul lor, au arătat că acestea fisurează în lungul armăturii verticale. Pentru a se evita acest lucru, armătura trebuie înglobată în stratul de acoperire (sau uneori trebuie scoasă pe conturul panoului). În modul acesta se îmbunătățește efectul armării și se evită fisurarea zidăriei, care se produce în cazul armării după procedeul arătat în fig. 133.

Panourile de planșee, așa cum se vede din fig. 133, *b*, au dimensiunile unei camere și sînt din zidărie de cărămidă vibrată și armată. Zidăria planșeului se execută din cărămidă marca 100 așezată pe lat pe mortar marca 150. Grosimea totală a panoului este de 10 cm. La partea inferioară, panoul se armează cu o plasă sudată, iar pe fețele laterale și în cîmp, cu carcase verticale. Scările, plăcile de balcoane, elementele portante ale acoperișului sînt din beton armat prefabricat.

Calculul pereților clădirilor din panouri mari. Orice element de construcție trebuie calculat la încărcările care acționează asupra lui în condiții obișnuite (cînd nu se ține seamă de solicitările seismice). Calculul elementelor de construcție la astfel de încărcări este tratat în detaliu în diferite lucrări de specialitate și în consecință nu se expune în lucrarea de față. Ne vom opri numai asupra problemelor determinării eforturilor produse de forțele seismice și a verificărilor suplimentare ale capacității portante, necesare în cazul acțiunii acestor forțe.

Așa cu s-a arătat anterior, la descrierea elementelor de construcție, clădirile din panouri mari proiectate pentru regiuni seismice, în majoritatea cazurilor, au pereți transversali și longitudinali distribuiți la intervale mici, respectiv de la 2,4 la 4 m și de la 5 la 6 m, formînd o structură spațială celulară. În principiu, analiza unei astfel de structuri s-ar putea face pe baza metodei lui V. Z. Vlasov, elaborată pentru calculul barelor cu pereți subțiri.

În fig. 134 se arată schema spațială care ilustrează modul în care lucrează clădirea din panouri mari [12]. După cum se vede din figură, clădirea se divide în plăci legate între ele prin legături elastice pentru preluarea lunecărilor și prin legături elastice transversale. În planul lor, plăcile pot fi considerate absolut rigide, însă rigiditatea lor efectivă la deformații longitudinale și la lunecare se concentrează convențional pe linia legăturilor. Toate metodele cunoscute cu privire la cercetarea comportării spațiale a construcțiilor, elaborate pentru clădiri din panouri mari fără schelet, necesită calcule

greoaie. Aceste calcule se complică atît datorită faptului că panourile diferă între ele prin dimensiuni, distribuția golurilor etc., cît și datorită faptului că în prezent nu se dispune de rezultate experimentale complete, necesare pentru aprecierea deformațiilor care intră în soluțiile teoretice.

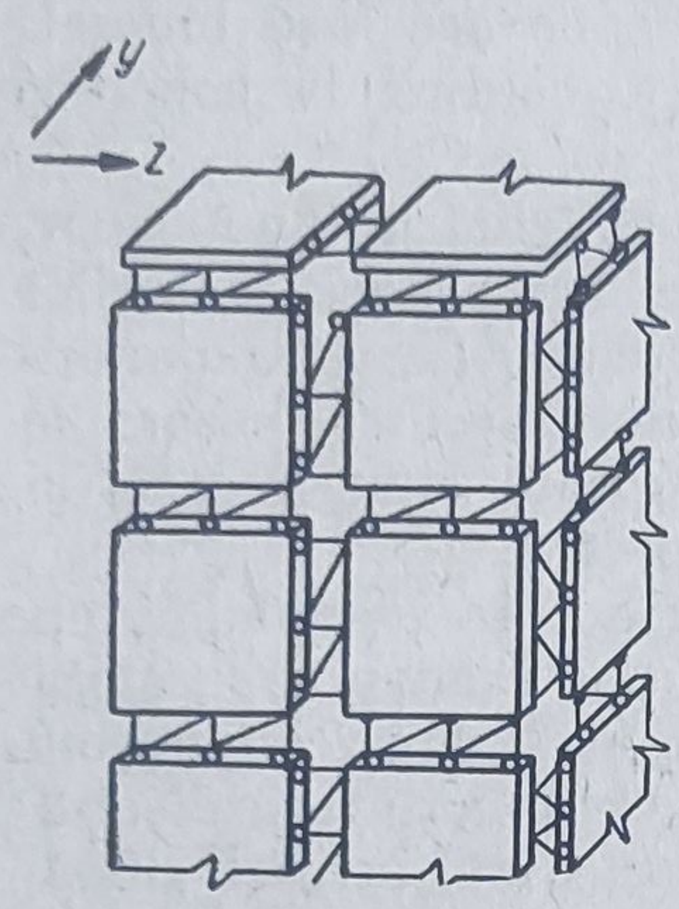


Fig. 134. Schemă pentru calculul clădirii din panouri mari.

Trebuie menționat că la calculul construcțiilor la încărcări seismice, se admite posibilitatea producerii unor deformații plastice destul de mari, admițîndu-se chiar apariția fisurilor (fără ca acestea să producă degradări care ar putea pune în pericol viața oamenilor), în timp ce metodele de calcul amintite se referă la stadiul elastic, care nu corespunde condițiilor în care construcțiile lucrează la cutremur.

Pentru motivele arătate mai sus, la nici una din clădirile proiectate pentru regiuni seismice nu s-au folosit metode de calcul prin care să se țină seamă de comportarea spațială a construcțiilor. Conform metodelor de calcul folosite în practică, structura spațială a clădirii se divide în elemente plane dispuse în lungul direcției considerate a forțelor seismice. Apoi se analizează separat comportarea pereților transversali și longitudinali după schemele indicate în fig. 135. Conform acestui procedeu simplificat calculul se efectuează în următoarea succesiune :

a) se stabilește gradul de seismicitate al locului în care se execută construcția, iar cu ajutorul tabelei 33 se stabilește seismicitatea de calcul a clădirii :

b) se determină încărcările de calcul care acționează asupra întregii clădiri la nivelul planșeelor, pe direcția longitudinală și transversală ;

c) se procedează la distribuirea încărcărilor pe care le preiau pereții portanți care se află pe direcția de acțiune a încărcării ;

d) se verifică rezistența panourilor și a îmbinărilor dintre ele, precum și stabilitatea clădirii, în scopul de a stabili dacă este necesar să se prevadă ancoraje pentru fixarea pereților de fundații (de tipul celor din fig. 125, *b*). La calculul pereților clădirilor la forțe seismice, se admite că acestea se aplică în plan orizontal. Fiecare perete se calculează la încărcările aplicate în planul său și la cele perpendiculare pe planul său. În acest din urmă caz, pereții se calculează la încovoiere locală (ținînd seamă de încărcările verticale) pe porțiunile dintre planșee.

Întrucît calculul pereților la încărcările perpendiculare pe planul lor nu implică dificultăți, atît în paragraful de față, cît și la cele care tratează alte structuri de pereți, nu ne vom opri asupra acestui caloul. La calculul îmbinărilor rigide dintre diferite porțiuni masive ale construcțiilor (la calculul buloanelor de ancorare a pereților în fundații, ca în fig. 125, a balcoanelor etc.) se consideră că forțele seismice sînt orientate astfel încît produc forfecarea și întinderea acestor îmbinări. Forțele seismice combinate cu alte forțe și încărcări, fac parte din categoria încărcărilor speciale și în consecință, calculul se face la acțiunea simultană a forțelor seismice, a greutății

proprii și a încărcărilor utile. La determinarea încărcării seismice de calcul ΣS_{kn}, care acționează asupra întregii clădiri (asupra tuturor pereților de pe direcția considerată) și care se aplică la nivelul planșeului k, produsele de coeficienți $\eta\beta$, în cazul clădirilor examinate anterior, cu înălțimea de pînă la 5 niveluri inclusiv, se iau din tabela 6, cap. III (ca pentru clădiri de zidărie portantă, cu schemă constructivă rigidă).

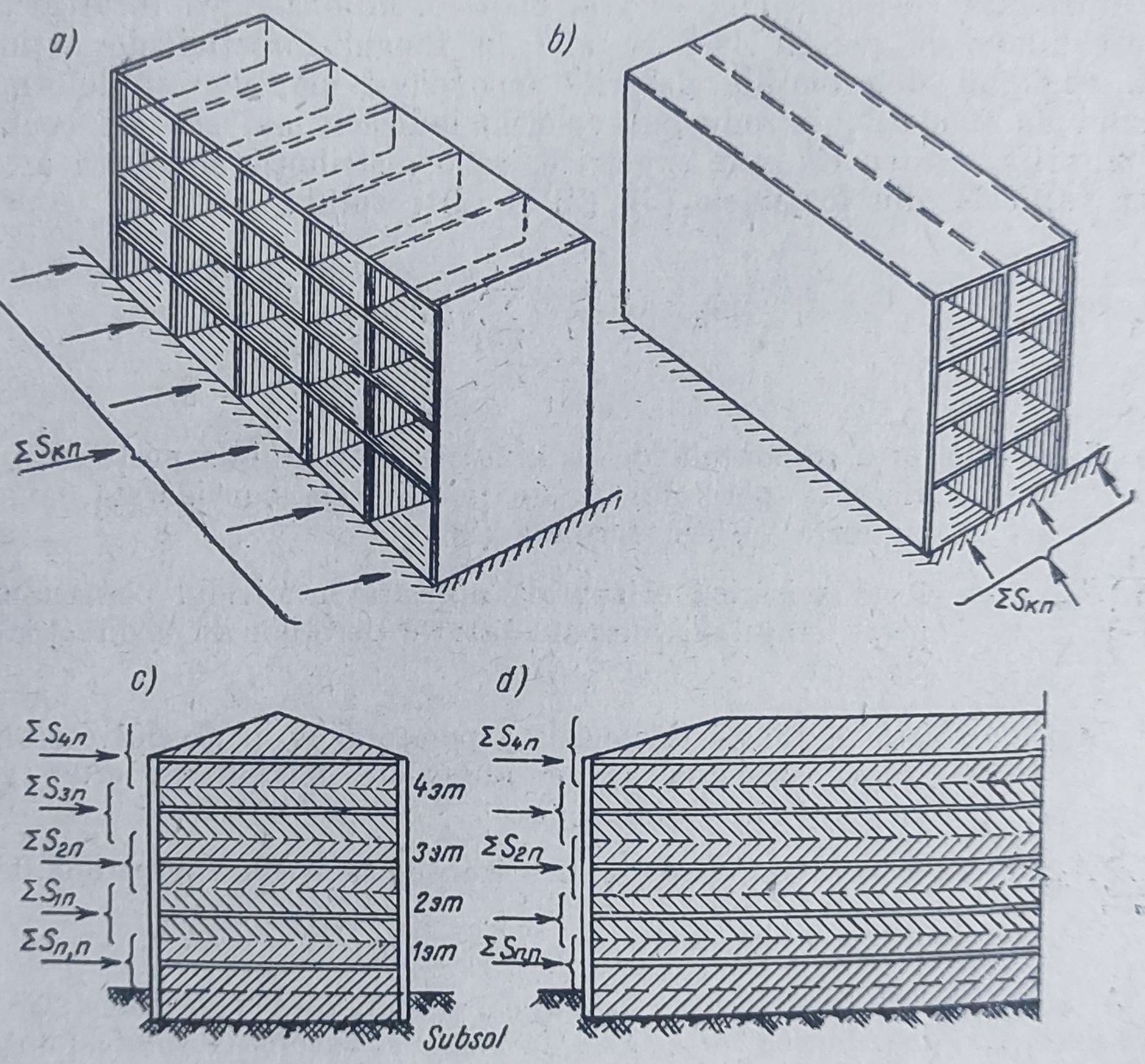


Fig. 135. Scheme pentru calculul pereților transversali (*a* și *c*) și longitudinali (*b* și *d*).

La determinarea încărcării Q_k, pe baza căreia se calculează forța seismică de inerție ΣS_{kn}, se consideră încărcările verticale (inclusiv cele provenite din greutatea pereților perpendiculari pe direcția considerată) care corespund jumătății înălțimii etajelor imediat superioare și inferioare (fig. 135, *c* și *d*). Greutatea proprie a elementelor clădirilor se stabilește conform încărcărilor normate (cu coeficientul de supraîncărcare $n = 1$), iar încărcările utile și cele provenite din zăpadă, conform încărcărilor normate, cu coeficientul 0,8*).

*) La calculul clădirilor depozitelor încărcările utile normate se iau cu toată valoarea lor.

Se poate constata că pentru ambele direcții după care se calculează clădirea (conform schemelor din fig. 135, *c* și *d*), valorile forțelor seismice ΣS_{kn} sînt egale.

Întrucît la clădirile din panouri mari pereții transversali (și longitudinali) se află la intervale mici între ei, planșeele pot fi considerate, cu destulă precizie, ca fiind absolut rigide în plan orizontal, ceea ce permite ca în formula (5) să se introducă coeficienții $m_1 = 1$ și $m_2 = 0$. Admițînd că încărcările sînt preluate numai de pereții care se află în lungul direcției de acțiune a forței, neglijînd deformațiile datorită încovoierii pereților și deformațiile terenului de fundație, introducînd valorile indicate mai sus ale coeficienților m_1 și m_2 pentru clădirile simetrice, cu o distribuție simetrică a încărcărilor verticale, din formulele (5), (2) și (3) rezultă :

$$S_{km} = \frac{A_{km}}{\sum\limits_{n=1}^{t} A_{kn}} \sum_{n=1}^{t} S_{kn}, \tag{8}$$

unde S_{km} este forța orizontală de la nivelul planșeului de peste etajul k, aferentă peretelui m de pe direcția considerată, analogă cu forța S_k din formula (2);

$\sum\limits_{n=1}^{t} S_{kn}$ — forța seismică orizontală aplicată la nivelul planșeului de peste etajul k, aferentă tuturor pereților de pe direcția considerată;

A_{km} — aria secțiunii orizontale a peretelui m la nivelul etajului k (după scăderea ariilor plinurilor flexibile*), ariei golurilor, canalelor etc.);

$\sum\limits_{n=1}^{t} A_{kn}$ — aria totală a secțiunii orizontale a tuturor pereților de pe direcția considerată.

Atunci cînd raportul dintre înălțimea și lungimea peretelui este mai mare decît 1,5, distribuirea forței ΣS_{kn} la pereți se face cu formulele (5), (2) și (3), ținînd seamă de deformațiile de încovoiere și lunecare.

În cazul în care „centrul de rigiditate“ al clădirii nu coincide cu punctul de aplicație al încărcărilor verticale, forța S_{km} se determină cu formula (7).

În faza următoare a calculului se determină momentele încovoietoare, forțele axiale și forțele tăietoare din secțiunile periculoase ale pereților, produse de încărcările orizontale S_{km}.

La efectuarea acestor calcule se disting trei tipuri de pereți : pereții cu o distribuție regulată a golurilor (fig. 136, *a*), pereții la care toate panourile sînt pline (fig. 136, *b*) și pereții alcătuiți din panouri pline și cu goluri (fig. 136, *c*).

---

*) Plinuri flexibile sînt cele la care dimensiunea de pe direcția de acțiune a forței este mai mică decît o treime din înălțimea golului; la stabilirea secțiunii plinurilor se neglijează slăbirile din dreptul îmbinărilor.

Pereții din panouri mari fără goluri, în mod obișnuit, sînt pereți transversali (pereții dintre tronsoane, uneori pereții transversali exteriori). Atunci cînd îmbinarea dintre panouri este bine realizată, acești pereți lucrează ca grinzi-pereți în consolă, încastrate la partea de jos și încărcate la diferite niveluri cu forțe seismice orizontale. Din nefericire, în prezent nici pentru domeniul elastic nu se dispune de soluțiile necesare pentru calculul grinzilor pereți încărcate în acest mod. Deducerea unor astfel de soluții pe baza metodelor aproximative ale teoriei elasticității, care cu toate simplificările ce s-ar putea face rămîn totuși destul de complicate, de asemenea nu este indicată, datorită neconcordanțelor mari dintre ipotezele fundamentale care stau la baza determinării stărilor de efort în stadiul elastic și în stadiul în care se admit deformații plastice destul de mari în zonele comprimate și fisuri în zonele întinse.

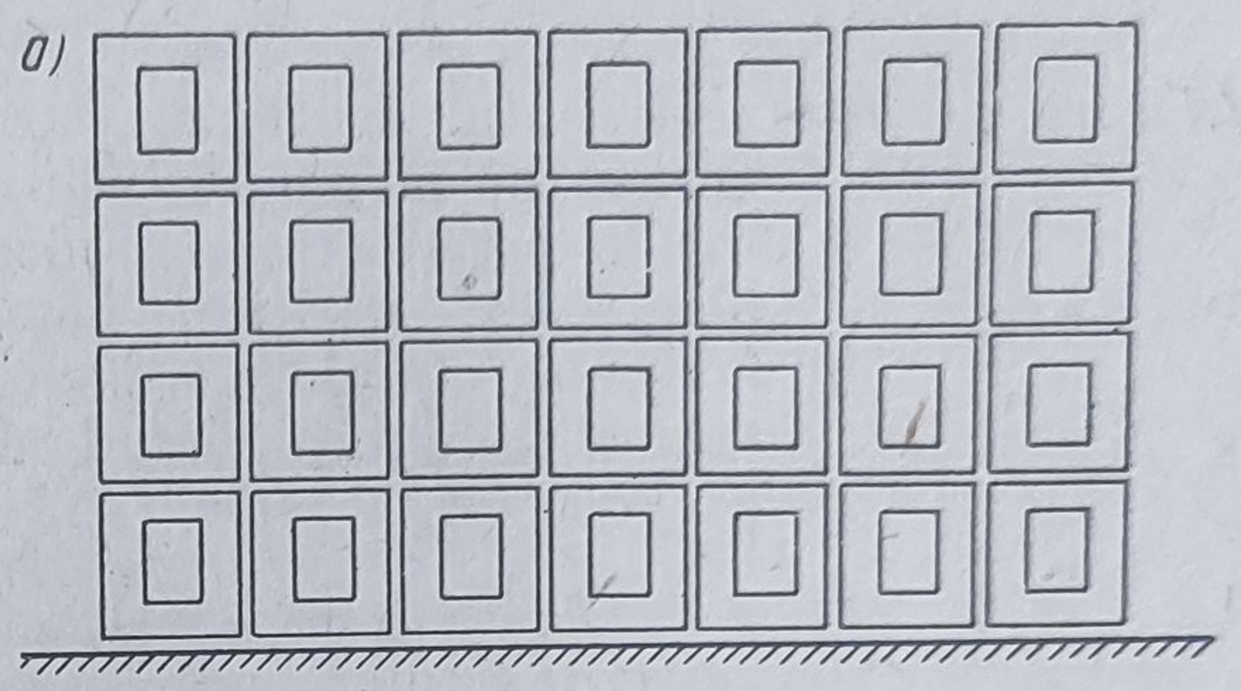


Fig. 136. Schemele pereților clădirilor din panouri mari:
a — pereți longitudinali cu goluri; *b* — perete transversal fără goluri; *c* — perete transversal cu goluri.

Ținînd seamă de neconcordanța amintită dintre metodele „exacte" de calcul și condițiile reale în care lucrează elementele de construcție sub acțiunea solicitărilor seismice, este mai rațional să se folosească formulele de calcul simple pentru grinzile obișnuite, admițînd și în acest caz ipoteza secțiunilor plane și legea lui Hooke.

Pe baza calculului de rezistență se verifică următoarele secțiuni ale peretelui:

1) secțiunile orizontale prin panouri, la eforturi unitare normale și tangențiale;

2) secțiunile orizontale și verticale din dreptul îmbinărilor dintre panouri.

Pentru determinarea eforturilor unitare normale se calculează momentele încovoietoare de calcul M și forțele axiale N, produse de încărcările verticale (din greutatea proprie a elementelor de construcție, din încărcările utile și cele produse de zăpadă) și de încărcările seismice orizontale. Apoi se află excentricitatea forței axiale $e_0 = \frac{M}{N}$ și se verifică zona comprimată a secțiunii orizontale, conform normelor de proiectare a construcțiilor de

zidărie, beton sau beton armat (în raport cu tipul de panou). În cazul în care $e_0 < 0{,}95\ y$ (unde y este distanța de la centrul de greutate pînă la marginea comprimată a secțiunii), rezistența pereților din panouri fără armătura de calcul, se verifică cu formula:

$$N \leqslant N_{cap} = \varphi\psi R A, \tag{9}$$

în care φ este coeficientul de flambaj corespunzător deformării peretelui normal pe planul său; în cazul pereților încastrați pe contur în pereți și a pereților despărțitori, perpendiculari pe planul lor, situați la distanța $l \leqslant 2{,}5\ h_{et}$ (unde h_{et} este înălțimea etajului) se poate ține seamă de o anumită creștere a stabilității, luînd în calcul înălțimea

$$l_0 = \frac{h_{et}}{1 + \frac{h_{et}}{2l}}; \tag{9a}$$

în acest caz trebuie satisfăcută condiția $\varphi_p \leqslant \varphi_p$, unde φ_p este coeficientul de flambaj în planul peretelui, luînd $l_0 = 2H_c$ (unde H_c este înălțimea clădirii);

ψ — coeficientul prin care se ține seamă de influența compresiunii excentrice oblice asupra capacității portante de calcul a secțiunii; valorile acestui coeficient se stabilesc în funcție de excentricitățile în planul și în afara planului peretelui (ținînd seamă de excentricitatea întîmplătoare din planul peretelui) conform regulilor de calcul al elementelor de construcție de zidărie, beton și beton armat;

R — rezistența de calcul la compresiune a materialului din care sînt confecționate panourile;

A — aria secțiunii orizontale a peretelui.

Verificarea zonei întinse în stadiul de fisurare nu este necesară, întrucît încărcările seismice fac parte din categoria încărcărilor speciale.

La verificarea secțiunilor peretelui se poate ține seama de conlucrarea plinurilor aferente ale pereților exteriori longitudinali (lățimea plinurilor care se introduce în calcul nu trebuie să depășească 1,5 m). Întrucît la clădirile din panouri mari distanțele dintre pereții transversali sînt mici, fiecare perete transversal are un singur plin aferent din pereții longitudinali și astfel, secliunea de calcul a peretelui este în formă de I sau U, la care tălpile sînt plinurile pereților exteriori, iar inima este peretele transversal (fig. 137,*a*) În cazul în care excentricitatea e_0 a forței N este mai mare decît $0{,}95\ y$, zona întinsă a panourilor se armează obligatoriu cu armătură verticală pe bază de calcul (cînd $e_0 < 0{,}95\ y$, zona întinsă se armează constructiv). Armarea pe bază de calcul se face și atunci cînd conform formulei (9) N este mai mic decît N_{cap}. În acest caz se prevede armare dublă.

Verificarea eforturilor unitare tangențiale din peretele m al etajului k (numerotarea etajelor făcîndu-se de sus în jos) cînd $e_0 \leqslant 0{,}45\ y$, se face cu formula:

$$\sum_{k}^{k-1} S_{km} \leqslant T_{cap} = R_f \frac{db}{\mu}, \tag{10}$$

în care R_f este rezistența de calcul la forfecare a betonului sau a zidăriei; la panourile de beton se ia valoarea minimă dintre cele care se obțin cu formulele $R_f = 1{,}5\ R_t$ și $R_f = \sqrt{R_t(R_t + \sigma_0)}$, unde R_t este rezistența de calcul a betonului la întindere axială; la zidăria de cărămidă (blocuri mici) calculul se face conform formulelor (103) din N și TU 120-55 și cu formula $R_f = R_{ad} + 0{,}7f\sigma_0$ (unde R_{ad} este adeziunea tangențială de calcul*); f — un coeficient de frecare a cărui valoare, în cazul cărămizilor și al blocurilor pline este 0,7; σ_0 — efortul unitar normal mediu de compresiune);

d — grosimea peretelui după scăderea canalelor, șlițurilor etc. din secțiune, a căror înălțime este mai mare decît 2/3 din înălțimea peretelui;

b — lungimea peretelui transversal;

μ — coeficientul de neuniformitate a eforturilor unitare tangențiale din secțiune, egal cu $\frac{S_0 b}{I}$, unde S_0 este momentul static al acelei porțiuni a secțiunii care se află de o parte a axei care trece prin centrul de greutate al secțiunii; I — momentul de inerție al întregii secțiuni; valorile aproximative ale coeficientului μ sînt: 1,15 pentru secțiunile în I și U și 1,5 pentru cele dreptunghiulare;

$\sum_{k=1}^{k} S_{km} = S_{1m} + \ldots + S_{km}$ este forța tăietoare de calcul produsă de încărcările seismice orizontale S_{1m}, S_{2m}, ... S_{km}, aplicate la nivelurile planșeelor peretelui m.

Cînd $e_0 > 0{,}45y$ se ține seamă de micșorarea ariei de calcul datorită fisurării zonei întinse. Aria secțiunii comprimate se află, în ipoteza că diagrama de compresiune este dreptunghiulară, pe baza condiției că centrul de greutate al zonei comprimate a secțiunii se confundă cu punctul de aplicație al forței axiale (fig. 137, *b*). Admițînd că diagrama de compresiune este dreptunghiulară, implicit se introduce ipoteza că s-au produs deformații plastice care atenuează neuniformitatea distribuției eforturilor unitare tangențiale. Ținînd seamă de aceasta, în limitele zonei comprimate, se poate admite că distribuția eforturilor unitare tangențiale este uniformă.

Cu această condiție

$$\sum_{k=1}^{k} S_{km} \leqslant T_{cap} = R_f A_c\,, \tag{11}$$

unde A_c este aria zonei comprimate a secțiunii.

La calculul rezistenței la forfecare în care se ține seamă de σ_0 se ia $\sigma_0 = \frac{N}{A_c}$.

*) Aici, ca și în cele ce urmează, coeficienții condițiilor de lucru din *N* și TU 120—55 precum și din alte norme, au fost introduși în valorile rezistențelor de calcul.

Verificarea rosturilor orizontale se face în ipoteza că ele preiau momentele încovoietoare M, eforturile axiale N și forțele tăietoare $\sum_{k=1}^{k} S_{km}$. Cînd $e_0 = \frac{M}{N} \leqslant 0{,}85y$, verificarea rosturilor orizontale la momentul încovoietor M

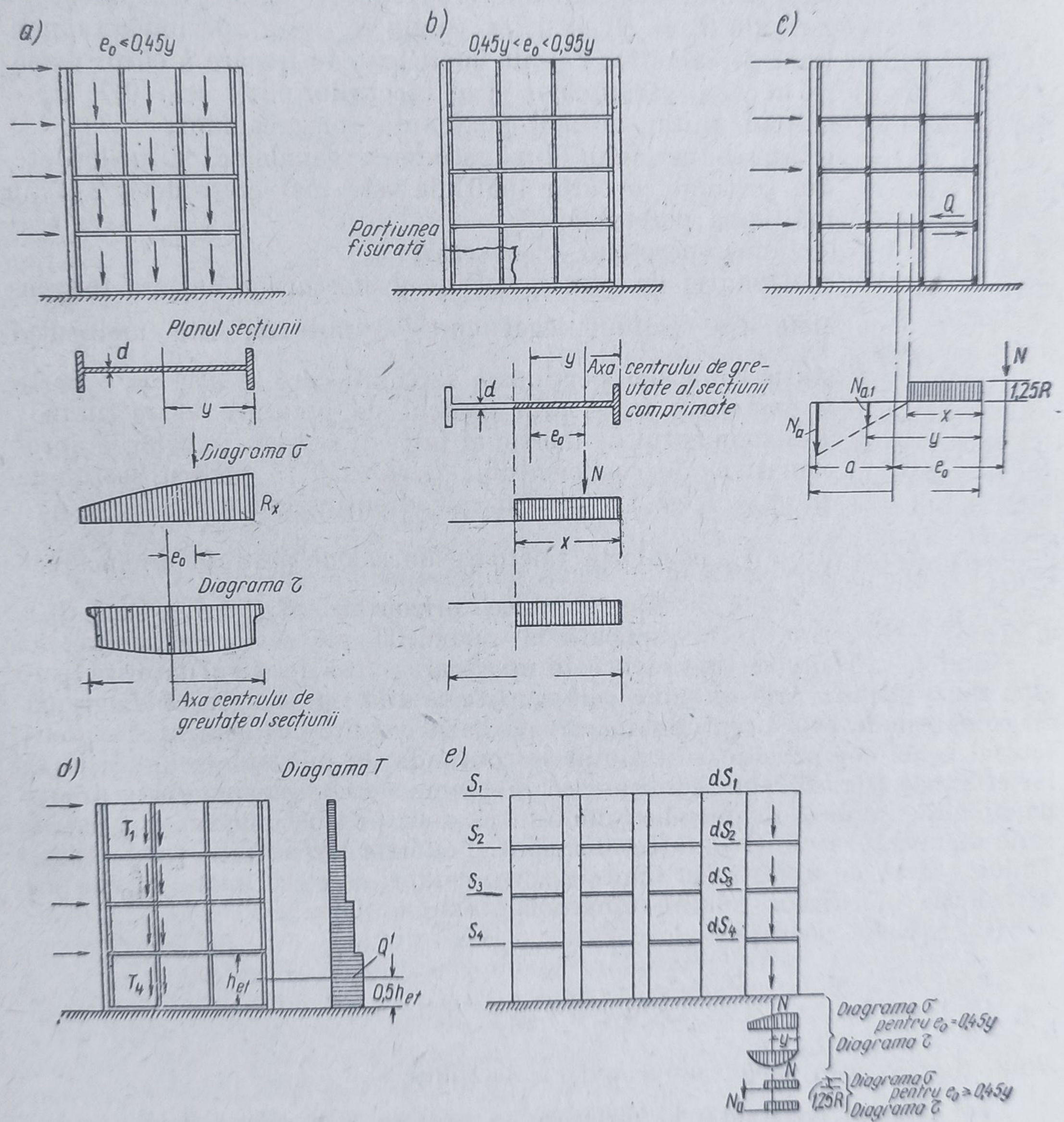


Fig. 137. Schema pentru calculul pereților clădirilor din panouri mari.

și la forța axială N, se face cu formula (9), luînd coeficientul $m = 0{,}9$, prin care se ține seamă de umplerea incompletă cu mortar a rosturilor de montaj. Cînd $e_0 > 0{,}85y$ rezistența ancorajelor trebuie verificată prin cal-

cul. Aceasta se poate face admițînd următoarele ipoteze: diagrama eforturilor unitare din zona comprimată a secțiunii se consideră dreptunghiulară, iar eforturile unitare de compresiune se consideră egale cu $1{,}25R$ (unde R este rezistența de calcul la compresiune a panourilor); totodată se admite că în zona întinsă lucrează numai ancorajele, iar eforturile unitare din acestea variază proporțional cu distanța de la axa lor pînă la marginea zonei comprimate (fig. 137,*c*). În acest caz, atunci cînd efortul N se aplică în afara secțiunii, formulele de calcul devin:

$$1{,}25\ RS_{cN} - N_a(a + e_0) - N_{a1}(a_1 + e_0) = 0, \tag{12}$$

$$N \leqslant N_{cap} = 1{,}25\ RA_c - N_a - N_{a1}, \tag{13}$$

unde N_a este capacitatea portantă de calcul a legăturii verticale marginale, care se determină în raport cu natura materialului și cu secțiunea ancorajului, capacitatea portantă a îmbinării cu piesele înglobate, încastrarea în beton sau în zidăria de cărămidă;

N_{a1} — efortul de calcul din legătura următoare celei marginale; atunci cînd legăturile sînt identice, se admite cu aproximație că

$$N_{a1} = \frac{a_1}{a} N_a;$$

a și a_1 — distanțele de la legătura verticală de margine și cea următoare, pînă la centrul de greutate al secțiunii considerate;

S_{cN} și A_c — momentul static și aria zonei comprimate a secțiunii, în raport cu punctul de aplicație al efortului axial.

Inițial, se determină momentul static S_{cN} cu ajutorul căruia se calculează înălțimea zonei comprimate x și aria A_c. Cunoscînd aria A_c, conform formulei (13), se află capacitatea portantă de calcul N_{cap} a îmbinării și se compară cu forța axială de calcul N. Se consideră că rezistența rostului este suficientă pentru a prelua momentul M și efortul N, dacă este satisfăcută inegalitatea (13).

În cazul în care efortul longitudinal N și momentul încovoietor M din rostul orizontal se transmit atît în zona întinsă, cît și în cea comprimată numai prin piesele metalice înglobate în beton, acestea din urmă, independent de valoarea excentricității, se verifică la eforturile verticale

$$N_a = \frac{N}{n} \pm M \frac{a_i}{\sum a_i^2} \tag{13a}$$

în care N este efortul longitudinal de calcul din încărcările verticale;

M — momentul de calcul produs de forțele seismice orizontale;

a_i — distanța de la piesa înglobată i pînă la centrul de greutate al secțiunii considerate;

n — numărul pieselor înglobate, distribuite uniform în lungul peretelui.

La aceleași eforturi verticale se verifică secțiunile în care se introduc piesele înglobate.

Verificarea la lunecare a rostului orizontal, se face plecînd de la ipoteza că forța tăietoare $\sum_{k=1}^{k} S_{km}$ este preluată numai de piesele înglobate sau numai de mortarul din rost*). În acest din urmă caz, în raport cu valoarea excentricității e_0, se poate folosi formula (10) sau (11); în cazul că se aplică formula (11), aria zonei comprimate A_c se calculează cu formula (12).

Dacă forța tăietoare din rostul orizontal se transmite la piesele înglobate, fiecare dintre acestea se calculează la o fracțiune din forța tăietoare totală: $\frac{1}{n}\sum_{k=1}^{k} S_{km}$ (unde n este numărul pieselor înglobate de pe toată lungimea peretelui transversal). Verificarea rosturilor verticale se face la efortul de lunecare vertical T, a cărui valoare se calculează cu formula (fig. 137, *d*)

$$T = h_t \frac{S_0}{I} \sum_{k=1}^{k} S'_{km}, \qquad (14)$$

în care h_{et} este înălțimea panoului;

I — momentul de inerție al secțiunii orizontale;

S_0 — momentul static al porțiunii orizontale a secțiunii care se află de o parte a rostului vertical considerat;

$\sum_{k=1}^{k} S'_{km}$ — forța tăietoare produsă de încărcările seismice orizontale la nivelul mijlocului panoului.

În cazul în care efortul T nu poate fi preluat de rosturile verticale, peretele poate fi considerat divizat în niște fîșii-console verticale (fig. 137, *e*) avînd lățimea egală cu lungimea panoului. Forța seismică care se transmite la o singură fîșie se determină în ipoteza că toate panourile peretelui capătă deplasări orizontale egale (în acest caz se ține seama atît de deformațiile din încovoiere, cît și de cele din lunecare).

Dacă din calcul rezultă că nu este necesar să se prevadă legături verticale sau orizontale, acestea se prevăd constructiv.

La pereții transversali cu goluri, executați din panouri mari (fig. 138), înălțimea buiandrugilor este foarte mică, iar încastrarea lor pe reazeme nu se face în ipoteza apariției unor eforturi mari; în consecință, atunci cînd deschiderea golului este mare, rigiditatea verticală a buiandrugului la lunecare și încovoiere poate fi neglijată în comparație cu rigiditatea plinurilor, admițînd că îmbinările cu panourile din porțiunile fără goluri sînt articulate, așa cum se arată în fig. 138, *b*. În acest caz, în calcul, peretele se consideră alcătuit din două console independente, avînd fiecare cîte o încărcare proprie (fig. 138, *c*) a cărei valoare se determină pe baza deformațiilor consolelor, ținînd seamă de încovoierea

*) În acest caz se recomandă ca valorile rezistențelor de calcul R_t sau R_{ad}, necesare pentru determinarea lui R_f, să se ia de două ori mai mici decît cele din N și TU 120-55.

și lunecarea lor (atunci cînd secțiunile celor două console sînt egale, fiecare dintre ele preia o jumătate din încărcarea seismică totală).

Verificarea porțiunilor în consolă ale pereților și a îmbinărilor lor se face cu formulele date anterior pentru porțiunile pline ale pereților. Totodată, secțiunea consolei poate fi în T, la care talpa este plinul zidului longitudinal (lățimea maximă a tălpii este 1,5 m, așa cum se arată în fig. 138, *d*).

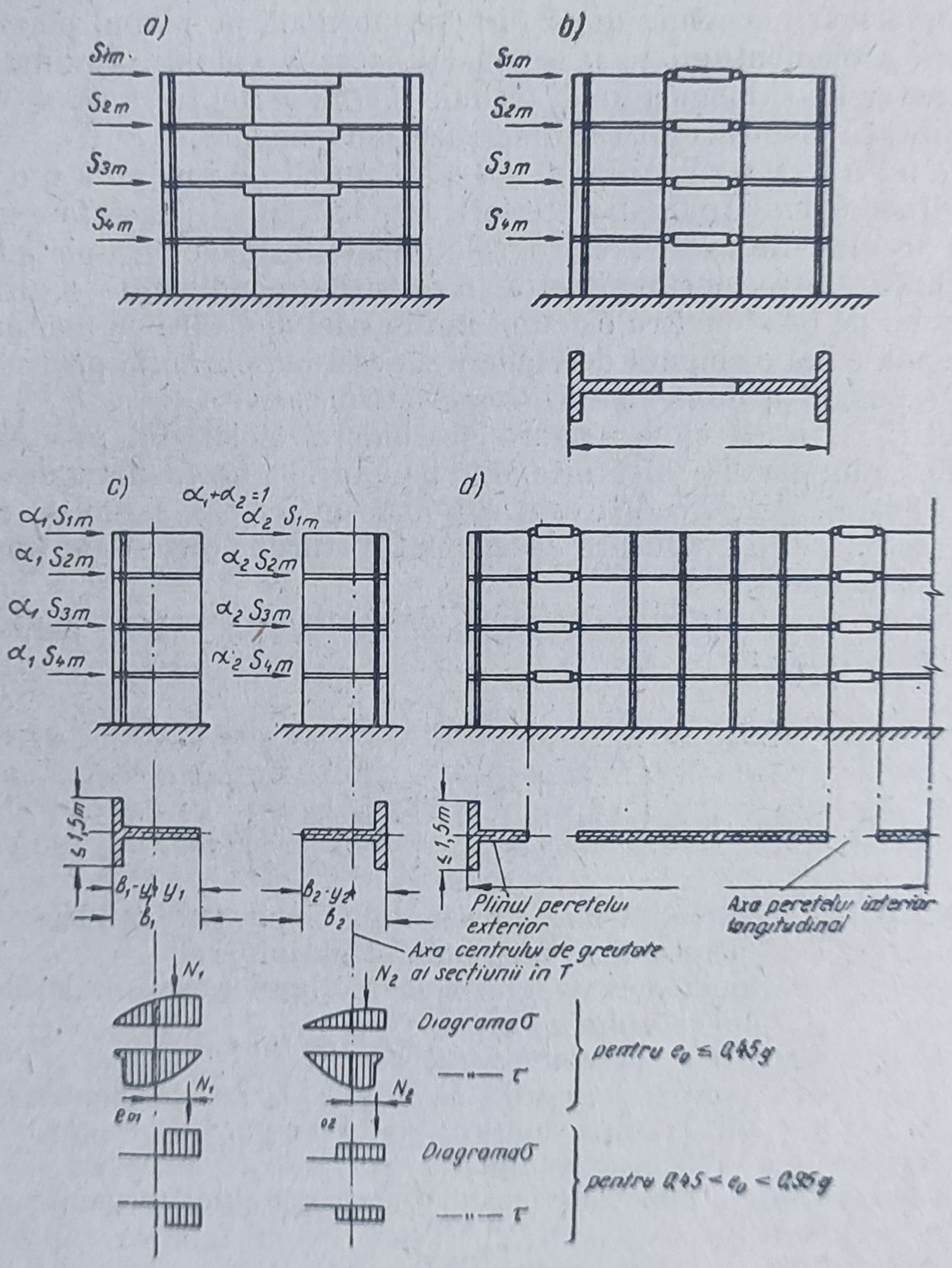


Fig. 138. Schema pentru calculul pereților clădirilor din panouri mari.

Calculul pereților interiori longitudinali, la care de asemenea încastrările buiandrugilor sînt slabe, iar rigiditatea lor este mică, se poate efectua ca și în cazul precedent, în ipoteza că buiandrugii sînt articulați de porțiunile pline ale panourilor (fig. 138, *d*). În cazul în care zona comprimată a secțiunii (sau mai comprimată, atunci cînd diagrama de eforturi unitare este

de acelaşi semn) se află înspre golul panoului, iar în apropierea acestui gol peretele considerat nu se îmbină cu pereţi orientaţi normal pe planul lui, există pericolul de pierdere a stabilităţii peretelui. În acest caz, la determinarea capacităţii portante de calcul N_{cap} este necesar să se ia coeficientul de flambaj minim din cele două valori care se calculează în planul peretelui şi în afara planului acestuia. La determinarea coeficientului de flambaj corespunzător deformării acestuia după direcţia normală pe planul peretelui, înălţimea liberă a elementului se ia egală cu aceea a golului. Îmbinarea dintre pereţii transversali şi longitudinali trebuie făcută astfel încît să se evite pierderea stabilităţii elementului care lucrează independent.

C a l c u l u l p e r e ţ i l o r a l c ă t u i ţ i d i n p a n o u r i c u g o l u r i (pereţi longitudinali exteriori, fig. 136, *a*) se poate face ca pentru un sistem format din cadre închise, solidarizate între ele prin piese înglobate, prin adeziunea dintre mortar şi beton în rosturile monolitizate şi prin frecare.

Ca sistem de bază pentru calculul unui astfel de cadru cu mai multe deschideri, se poate lua o singură deschidere a acestuia, obţinută prin secţionarea peretelui în lungul a două rosturi verticale succesive.

Cadrul *) al n-lea cu o singură deschidere, izolat din peretele m, este format din cadre închise alcătuite din panouri montate unul deasupra altuia (fig. 139, *a*). Acest cadru este acţionat de forţele seismice orizontale $2S_{kn}$; $2S_{k-1,n}$; ..., $2S_{1n}$, aplicate la nivelul rosturilor orizontale (mai precis, la nivelul planşeelor).

Valorile acestor forţe seismice pot fi determinate cu aproximaţie, pentru etajul α, cu formula:

$$2S_{\alpha n} = \frac{a_{1n} d_n \sum S_{\alpha l}}{\left(\frac{H^2_{gn}}{a^2_{1n}} + \lambda_n\right) \sum_{t=1}^{t} \frac{a_{1t} d_t \; H_{gn}}{\left(\frac{H^2_{gt}}{a^2_{1t}} + \lambda_t\right) H_{gt}}}, \tag{15}$$

în care $\Sigma S_{\alpha t}$ este forţa seismică orizontală aplicată tuturor cadrelor peretelui m la nivelulul etajului α;

a_{1n} şi d_n — înălţimea şi grosimea secţiunilor orizontale ale stîlpului cadrului n;

a_{1t} şi d_t — idem, pentru cadrul t;

$\lambda_n = 3$ — pentru panourile de beton; $\lambda_n = 5$ — pentru panourile din zidărie vibrată de cărămidă;

$H_{g,n}$ — înălţimea golului.

Dacă toate cadrele sînt identice în lungul peretelui, atunci

$$S_{\alpha n} = \frac{1}{2t} \sum S_{\alpha t}, \tag{16}$$

unde t este numărul cadrelor pe lungimea peretelui m. Pe lîngă forţele $2S_{kn}$; $2S_{k-1,n}$; ..., $2S_{1n}$, asupra cadrului izolat acţionează eforturile de lunecare şi cele normale, aplicate în lungul feţelor verticale ale cadrului. Aceste eforturi

*) Pentru a se uşura scrierea formulelor de la acest punct, numerotarea etajelor s-a făcut de jos în sus (pentru primul nivel $k = 1$).

se produc datorită conlucrării dintre cadrul considerat și cadrele aferente ale peretelui *m*. Întrucît forțele seismice orizontale sînt distribuite pe toată lungimea peretelui, alcătuit în general din panouri cu aceeași rigiditate, eforturile normale (perpendiculare pe fețele verticale ale cadrelor cu o singură deschidere), care se produc în urma conlucrării dintre toate cadrele cu cîte o singură deschidere, pot fi neglijate, admițînd că această conlucrare produce

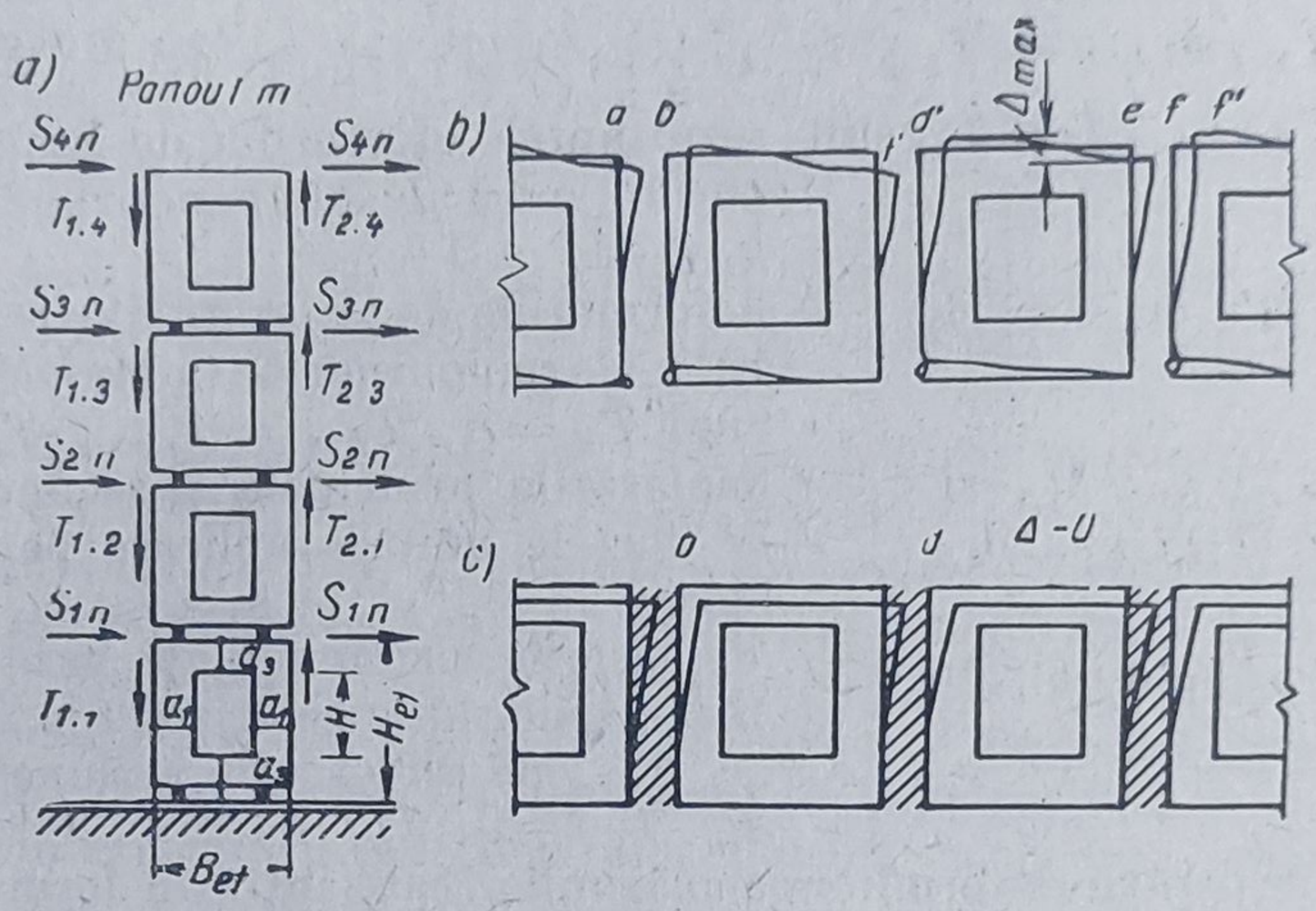


Fig. 139. Schema pentru calculul pereților clădirilor din panouri mari.

numai eforturile de lunecare $T_{1\alpha}$ și $T_{2\alpha}$. Atunci cînd numărul panourilor este mare, ca în cazul pereților longitudinali, eforturile $T_{1\alpha}$ și $T_{2\alpha}$ din cadrele depărtate de cele marginale, sînt apropiate între ele și în consecință pentru simplificare, se poate admite că $T_{1\alpha} = T_{2\alpha} = T_\alpha$. Intensitatea eforturului de lunecare T_α și legea de distribuție a acestuia pe înălțimea cadrului cu o singură deschidere, nu se cunosc, iar în cazul unei tratări riguroase a problemei, pot fi determinate ținînd seamă de modul în care lucrează întregul perete și de deformațiile legăturilor din rosturile orizontale și verticale.

Dacă se admite că rosturile verticale dintre panouri nu sînt capabile de a transmite eforturile de lunecare (de exemplu atunci cînd rosturile sînt monolitizate cu mortar sau cînd piesele înglobate în beton sînt foarte deformabile), fiecare cadru cu cîte o singură deschidere se deformează independent de celelalte. În acest caz, acele puncte ale cadrelor alăturate care se aflau înainte de deformare pe o aceeași orizontală (de exemplu punctele *a* și *b*; *c* și *d*; *e* și *f* din fig. 139, *b*), după deformare se deplasează pe verticală unele față de altele cu Δ_{max}. În schimb, dacă îmbinarea este realizată atît de bine încît nu permite deplasarea reciprocă a fețelor verticale ale panourilor alăturate, $\Delta_{min} = 0$ (fig. 139, *c*). Dar valoarea reală a deplasării reciproce Δ a fețelor care mărginesc îmbinarea se află între limitele arătate mai sus adică :

$$\Delta_{max} > \Delta > \Delta_{min} = 0, \qquad (17)$$

Pentru determinarea eforturilor de lunecare din rosturile verticale, ținînd seama de deformațiile acestora, sînt necesare următoarele k ecuații:

$$\left.\begin{aligned} T_k(\delta_{kk} - \delta_k) + T_{k-1}\,\delta_{k,\,k-1} + T_{k-2}\,\delta_{k,\,k-2} + \ldots + T_1\,\delta_{k1} + \Delta_{kp} = 0; \\ T_k\delta_{k-1,\,k} + T_{k-1}\,(\delta_{k-1,\,k-1} - \delta_{k-1}) + T_{k-2}\,\delta_{k-1,\,k-2} + \ldots + \\ + T_1\,\delta_{k-1,1} + \Delta_{k-1,p} = 0; \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ T_k\delta_{1k} + T_{k-1}\,\delta_{1,k-1} + T_{k-2}\,\delta_{1,k-2} + \ldots + T_1\,(\delta_{1,1} - \delta_1) + \Delta_{1p} = 0, \end{aligned}\right\} \quad (18)$$

unde T_{k1}; T_{k-1}; ... T_2; T_1 sînt rezultantele eforturilor de lunecare din rosturile verticale ale panourilor de la etajele k, k—1, ..., 1;

δ_k; δ_{k-1};...; δ_1 — deformațiile de lunecare din rosturile verticale ale panourilor de la etajele k, $_{k-1}$, ... 1, cînd $T_k = 1$, $T_{k-1} = 1$, ..., $T_1 = 1$;

δ_{kk}; $\delta_{k-1,\,k-1}$; ...; $\delta_{1,1}$ și $\delta_{k,\,k-1}$; ... $\delta_{k,1}$; $\delta_{k-1,k-2}$; ... $\delta_{1,2}$ — deplasările principale și secundare produse de forțele unitare aplicate pe sistemul de bază;

Δ_{kp}; $\Delta_{k-1,p}$ ...; Δ_{1p} — deplasările sistemului de bază produse de încărcările seismice orizontale $2S_{kn}$; $2S_{k-1,n}$; ..., $2S_{1n}$ pe direcția de acțiune a eforturilor T_k, T_{k-1}, ..., T_1.

Schemele pentru determinarea mărimilor care intră în formula (18) sînt arătate în fig. 140.

În prezent, nu se dispune de date experimentale pentru caracterizarea deformațiilor majorității tipurilor de îmbinări care se folosesc în proiectare, ceea ce îngreuiază aplicarea formulei (18). Pînă la efectuarea cercetărilor experimentale, pereții cu goluri se pot calcula ca niște cadre cu mai multe deschideri, ale căror bare sînt alcătuite din plinurile și riglele panourilor alăturate, admițînd

$$\delta_k = \delta_{k-1} = \ldots = \delta_1 = 0. \quad (19)$$

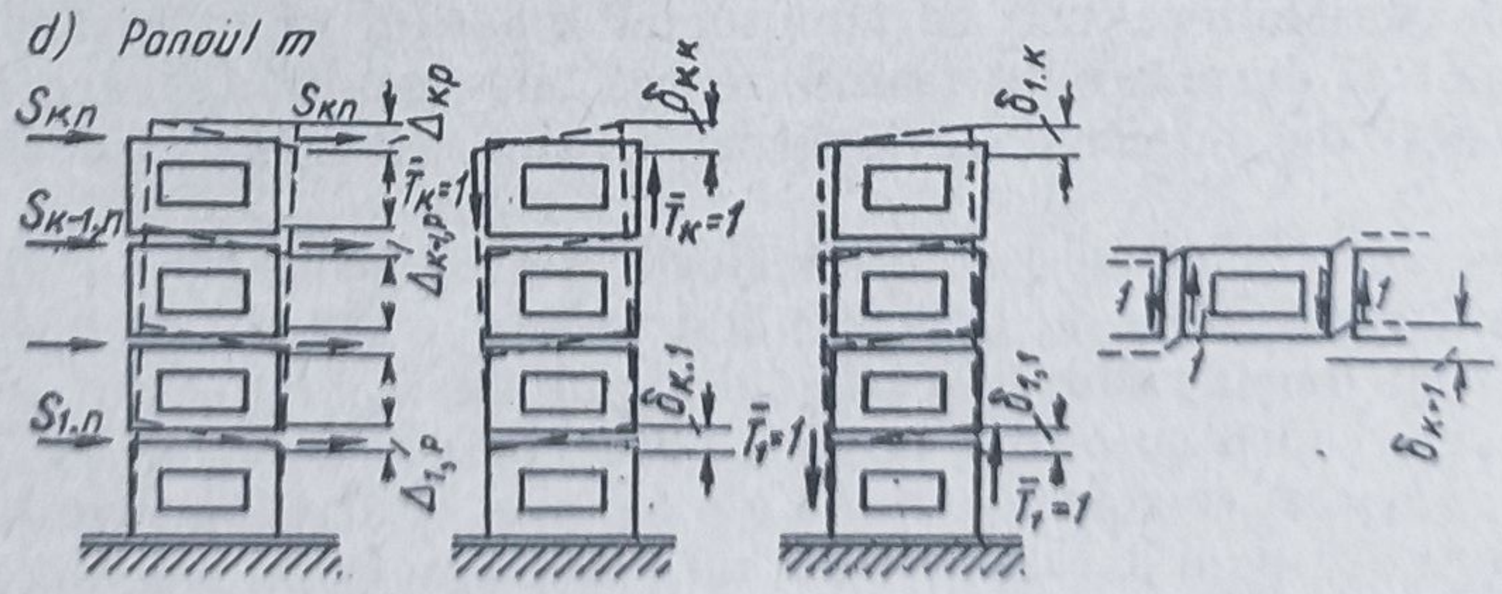


Fig. 140. Schema pentru calculul pereților clădirilor din panouri mari.

Pe măsură ce se va dispune de date experimentale, calculul se va putea face mai exact, pe baza valorilor deplasărilor unitare δ_k, ..., δ_1 determinate experimental. În ipoteza că $T_k = T_{k-1} = \ldots = T_1 = 0$ și capacitatea portantă a cadrului cu o singură deschidere (fig. 139, *a*) este suficientă pentru preluarea forțelor S_{kn}, ..., S_{1n}, se poate renunța la determinarea eforturilor T_k, ..., T_1 și la verificare îmbinărilor verticale.

Clădiri din blocuri mari

Structurile clădirilor din blocuri mari. Blocurile mari se folosesc de aproximativ cinci ani la pereții clădirilor cu schemă constructivă rigidă, situate în regiuni seismice și în consecință, se dispune de o experiență ceva mai mare în acest domeniu decît cu privire la clădirile din panouri mari. În anul 1959, clădirile din blocuri mari de beton, executate după proiectele Institutului Soiuzmorproekt în orașul Petropavlovsk-Kamciatsk, au suferit acțiunea unui cutremur a cărui intensitate a fost ceva mai mare decît gradul 7. Aceste clădiri au suferit degradări mai mici decît cele executate din zidărie de cărămidă sau blocuri mici (avariile suferite de acestea din urmă sînt ilustrate în fig. 141).

Experiența, nu prea bogată, de care se dispune în domeniul comportării la cutremur a clădirilor din blocuri mari, ne permite să afirmăm că rezistența clădirilor din blocuri mari proiectate și executate corespunzător, nu este inferioară celei a clădirilor analoge, executate din cărămizi sau blocuri mici.

Zidăriile din blocuri mari trebuie să satisfacă însă anumite condiții; o atenție deosebită trebuie acordată atît calității blocurilor propriu-zise, cît și îmbinărilor dintre diferitele elemente de construcție.

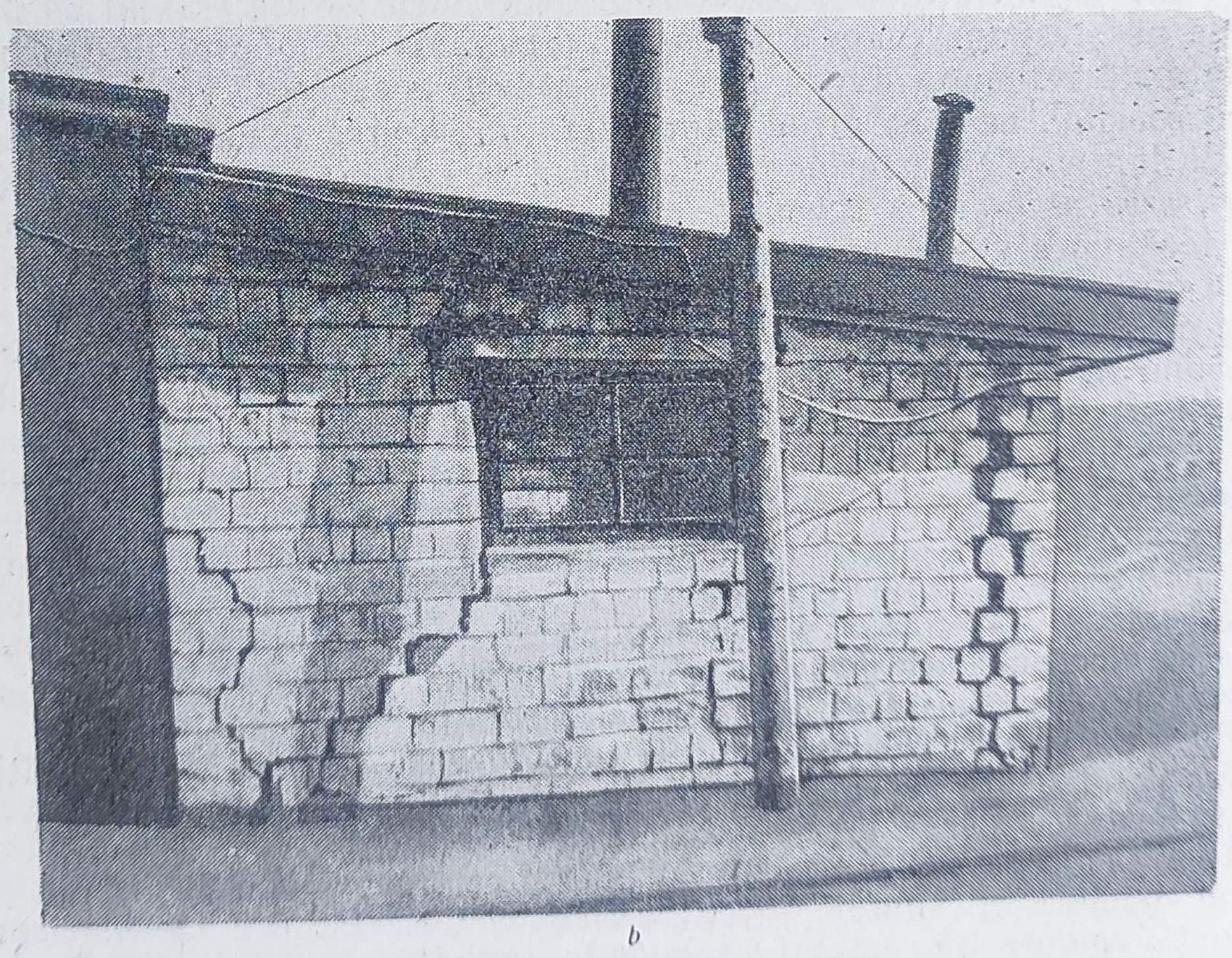
În cazul executării pereților din blocuri mari din cărămidă plină, blocurile trebuie executate prin vibrare.

Pe baza observațiilor și cercetărilor experimentale s-a stabilit că printr-o execuție necorespunzătoare a rosturilor orizontale de montaj dintre blocuri, suprafața de rezemare dintre blocurile situate pe aceeași verticală, se micșorează sensibil, ceea ce atrage după sine micșorarea rezistenței la compresiune, la lunecare și la întindere. Pentru a se asigura o bună legătură între blocuri, este necesar ca turnarea mortarului în rostul de montaj orizontal să se facă cu ajutorul unei rame și a unei rigle speciale (este de dorit ca aceasta din urmă să aibă suprafața dințată) pentru a se putea realiza rostul cu suprafață orizontală (fig. 142, *a*). La execuția pereților interiori, vibrarea mortarului se face cu ajutorul pieptenului vibrator sistem A.A. Emelianov (fig. 142, *d*). Înainte de turnarea mortarului în rostul orizontal, suprafețele laterale ale blocurilor se curăță de praf și se udă cu apă. Pentru a se evita o creștere mare a consistenței mortarului, datorită deshidratării, este necesar ca intervalul de timp dintre momentul terminării turnării patului de mortar și așezarea blocului să fie cît mai scurt. Penele folosite la montarea blocurilor trebuie extrase din rosturi imediat după așezarea acestora. Nu se admite montarea blocurilor prin baterea penelor (fig. 142, *c*). Procedeul de injectare a mortarului în rosturile orizontale a dat rezultate nesatisfăcătoare.

Rosturile verticale dintre blocuri se betonează după o bună curățire și umezire prealabilă a suprafețelor lor laterale. Se interzice umplerea spațiilor dintre blocuri cu zidărie de cărămidă.

În fig. 143 se arată fațadele, planul și secțiunea unei clădiri de locuit cu trei niveluri, cu subsol; pereții acestei clădiri sînt din blocuri mari de cărămidă, conform proiectului întocmit în anul 1956 la Institutul de proiectare nr. 5 al Ministerului construcțiilor al R.S.F.S.R., pentru regiunile cu seismicitatea de calcul de gradul 7.

a



b

Fig. 141. Degradările suferite de clădirile executate din cărămizi şi din blocuri mici în oraşul Petropavlovsk-Kamciatsk, în timpul cutremurului din anul 1959:
a — **căldirea clubului;** *b* — **clădire industrială neetajată**

Conform proiectului, panourile de planșee sînt dispuse transversal, rezemînd pe pereții exteriori și pe peretele interior portant. Fundațiile sînt prefabricate din plăci mari de beton armat. Pentru a se realiza o legătură cît mai bună între elementele prefabricate ale fundației, peste plăci, într-un

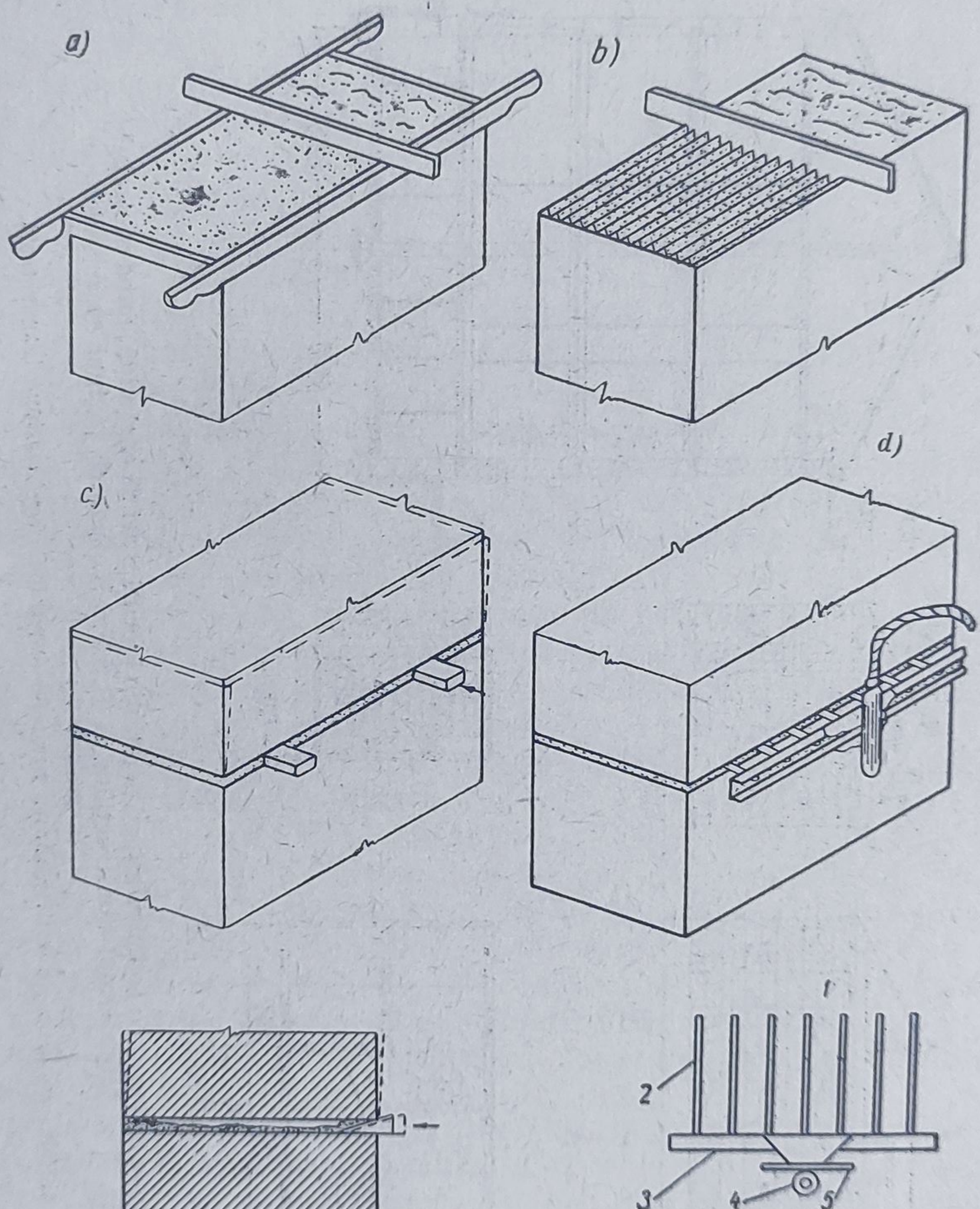


Fig. 142. Rosturi orizontale de montaj executate cu ajutorul:
a — ramei și riglei; *b* — riglei dințate; *c* — prin baterea penelor (acest procedeu este interzis); *d* — cu ajutorul pieptenelui vibrator sistem A. A. Emelianov; *1* — pieptene vibrator; *2* — bare vibratoare; *3* — traversă; *4* — vibrator; *5* — mînere cu amortizoare.

rost de 4 cm grosime umplut cu mortar de ciment 1 : 2, se introduce armătură orizontală cu diametrul de 12 mm. Pereții de la subsol (exteriori și interiori) din blocuri de beton cu goluri, se zidesc cu mortar marca 25; acești pereți se țes între ei la colțuri și la intersecții. Hidroizolarea dintre pereții de la subsol și aceia de la primul nivel, se face cu mortar de ciment 1 :2. Blocurile de cărămidă pentru pereții care se află deasupra nivelului terenului

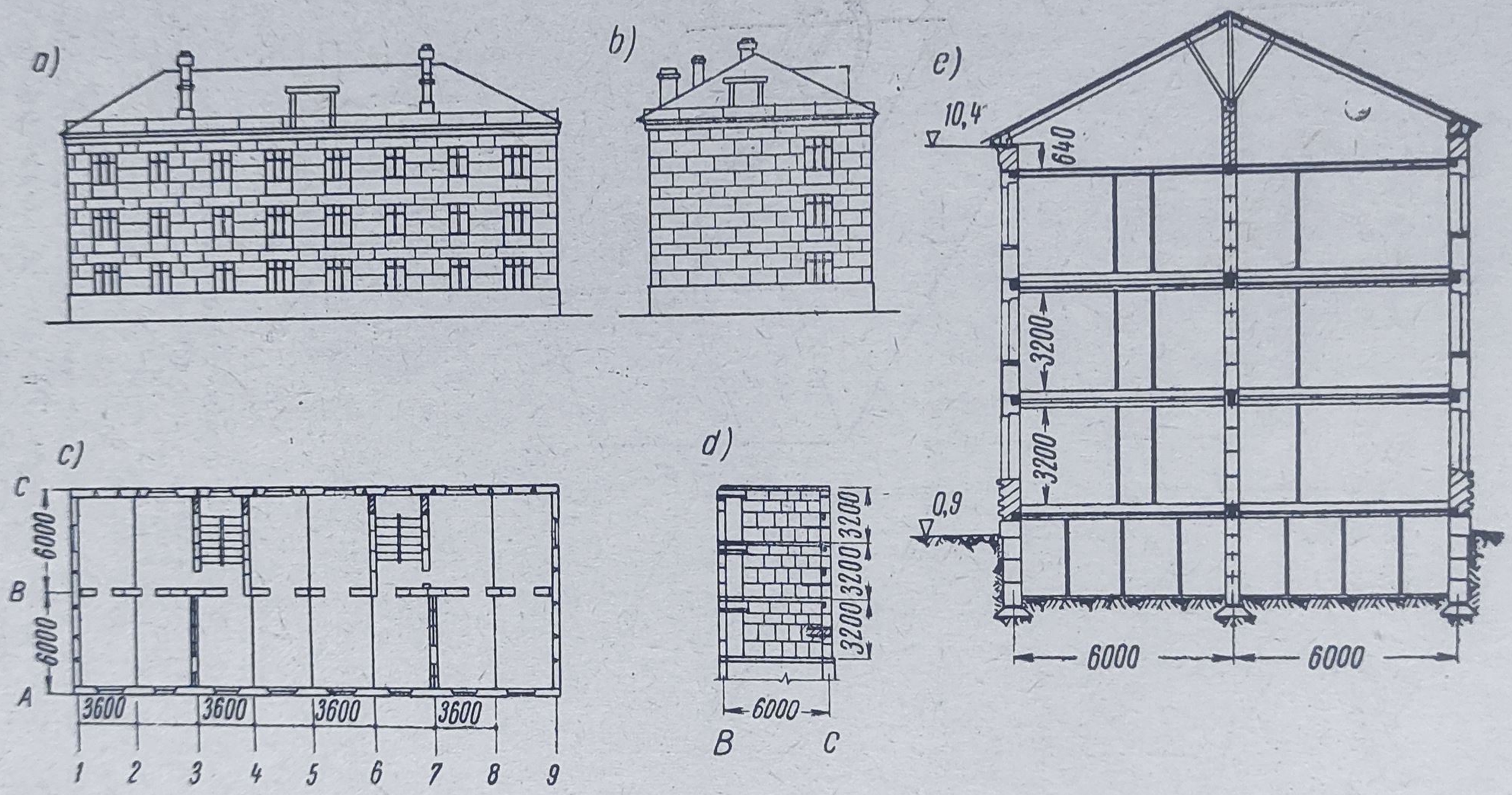


Fig. 143. Clădire de locuit cu trei niveluri, cu pereţi din blocuri mari de cărămidă, după proiectul Institutului nr. 5 al Ministerului Construcţiilor al R.S.F.S.R., pentru regiuni cu seismicitate de gradul 7:

a şi *b* — faţade; *c* — plan; *d* — desfăşurata peretelui după *B-C*; *e* — secţiune transversală.

sînt din cărămidă eficientă, ceea ce a permis, ținînd seamă de condițiile termotehnice, reducerea grosimii pereților cu 1/2 cărămidă, față de zidăria din cărămidă plină, precum și reducerea greutății porțiunilor pline ale zidăriei cu circa 35% (greutatea specifică aparentă a zidăriei de cărămidă eficientă fiind de 1 400 kgf/m³) la pereții exteriori și cu 25% la cei interiori.

Micșorarea greutății pereților este favorabilă nu numai din punct de vedere economic, ci și din punct de vedere al rezistenței la cutremur a clădirii, întrucît atrage după sine reducerea intensității încărcărilor seismice. Pentru regiunile seismice, se recomandă cărămida găurită (cu peste 32 găuri mici). Prin folosirea acestei cărămizi se realizează creșterea rezistenței zidăriei la întindere și lunecare (în ipoteza ruperii prin rosturi) cu circa 25% față de zidăria din cărămidă plină. În ce privește cărămida cu 6 și 9 găuri verticale sau tipurile analoge de cărămizi, aceasta nu poate fi recomandată pentru regiunile seismice fără cercetări experimentale speciale. Această cărămidă are găuri mari și ruperea sa are un caracter casant. Pereții exteriori și interiori ai clădirii sînt alcătuiți pe înălțime din patru rînduri de blocuri; rosturile verticale de montaj dintre blocuri sînt țesute la fiecare rînd. La colțuri, pereții exteriori au blocurile țesute între ele (la fiecare rînd) cu plase de armătură, care se introduc în fiecare rost orizontal dintre blocuri. Legătura dintre pereții interiori și cei exteriori se realizează cu ajutorul penelor de beton armat, a plaselor de armătură, precum și prin înlocuirea unui rînd de blocuri din dreptul îmbinării, cu zidărie de cărămidă (fig. 143, *d*).

Planșeele sînt din panouri prefabricate din beton armat, ale căror dimensiuni permit montarea lor cu macarale de 1,5 și 3 tf (două variante). La nivelul fiecărui planșeu panourile prefabricate se monolitizează cu ajutorul centurilor antiseismice (turnate pe pereții transversali) și a unei centuri de beton armat (în dreptul pereților longitudinali). Legătura dintre planșeu și centuri se realizează cu ajutorul carcaselor sudate din două bare cu diametrul de 6 mm și cu lungimea de 1,2 m care se introduc în rosturile dintre panourile planșeului (v. fig. 144, *a*, planul *A—A* și secțiunea *B—B*). Experiența arată că umplerea cu mortar a rosturilor înguste dintre plăcile planșeul,ui în care se introduc carcasele amintite, este foarte dificilă și în consecință contactul dintre mortarul din rosturi și suprafața plăcilor planșeului este incomplet; totodată, legătura dintre mortar și beton are de suferit din cauza contracției mortarului. În aceste condiții, folosirea carcaselor este inutilă și nu constituie o soluție recomandabilă.

Detaliile îmbinărilor dintre planșee și pereți, precum și detaliul de cornișă sînt arătate în fig. 144. Pentru a mări categoria seismică a zidăriei din blocuri mari de cărămidă, în vederea folosirii sale în regiuni cu seismicitatea de calcul de peste gradul 7, se pot recomanda următoarele măsuri:

1. Blocurile-buiandrugi se execută din beton ușor îmbinîndu-se între ele în axele plinurilor dintre goluri, fără a se mai folosi blocurile intermediare (acestea din urmă se văd pe fațada clădirii, în fig. 143).

2. Plinurile dintre goluri și porțiunile pline ale pereților se întăresc cu armătură verticală ca în fig. 145. Așa cum se arată în cele ce urmează, cu privire la clădirile din zidărie de cărămidă, armătura verticală dă rezultate foarte bune în ceea ce privește asigurarea rezistenței la cutremur a clădirilor. Totuși, în cazul zidăriei de cărămidă, armarea verticală creează dificultăți

la execuția lucrărilor și de aceea se folosește rareori. În schimb, la zidăria din blocuri de cărămidă, aceste dificultăți sînt înlăturate, deoarece armătura se introduce după montarea blocurilor și în consecință, procesul de execuție a zidăriei de cărămidă nu se întrerupe.

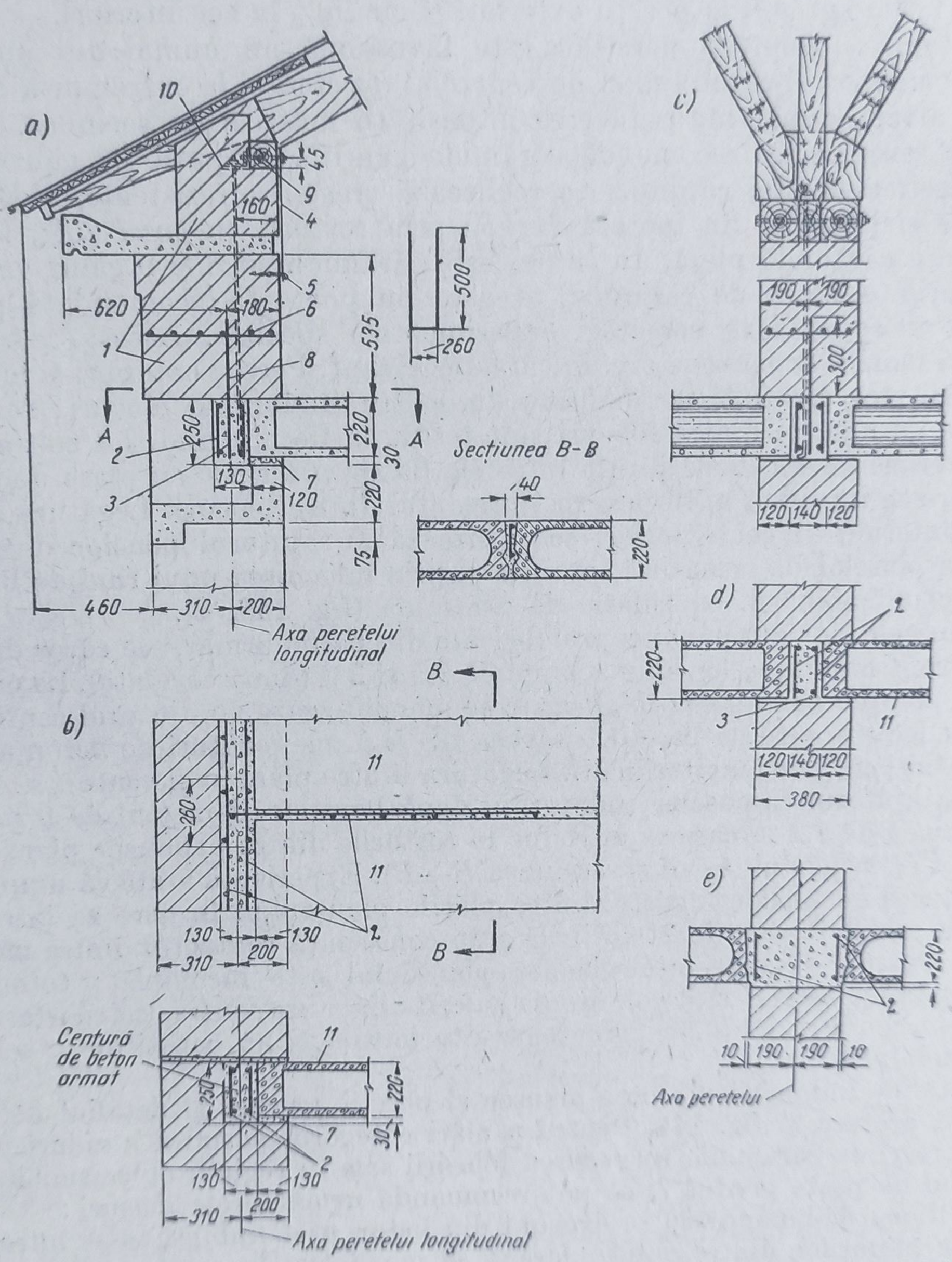


Fig. 144. Detaliile clădirii din blocuri de cărămidă, conform proiectului întocmit la Institutul nr. 5:

a — cornișă; *b* — rezemarea planșeului curent pe peretele exterior; *c* — rezemarea planșeului de la pod peste peretele interior longitudinal; *d* — idem, rezemarea planșeului curent; *e* — îmbinarea între planșeul curent și peretele interior transversal; *1* — zidărie obișnuită de cărămidă; *2* — carcase de armătură; *3* — centură din beton armat, monolit; *4* — sîrmă răsucită; *5* — piroane cu crestături; *6* — plasă de armătură; *7* — mortar de ciment marca 50; *8* — ancoraj Ø 12; *9* — bulon Ø 12; *10* — L 120 · 80 · 8; *11* — placa planșeului.

Uneori, din considerente de ordin arhitectural (fig. 146), precum și pentru a permite montarea radiatoarelor, blocurile-parapet se fac mult mai subțiri decît blocurile-șpaleți (în același mod se procedează uneori și la clădirile din zidărie obișnuită de cărămidă). Acest procedeu nu este indicat pentru clădirile care se execută în regiuni seismice, întrucît atrage după sine micșorarea capacității portante a peretelui într-o zonă foarte solicitată.

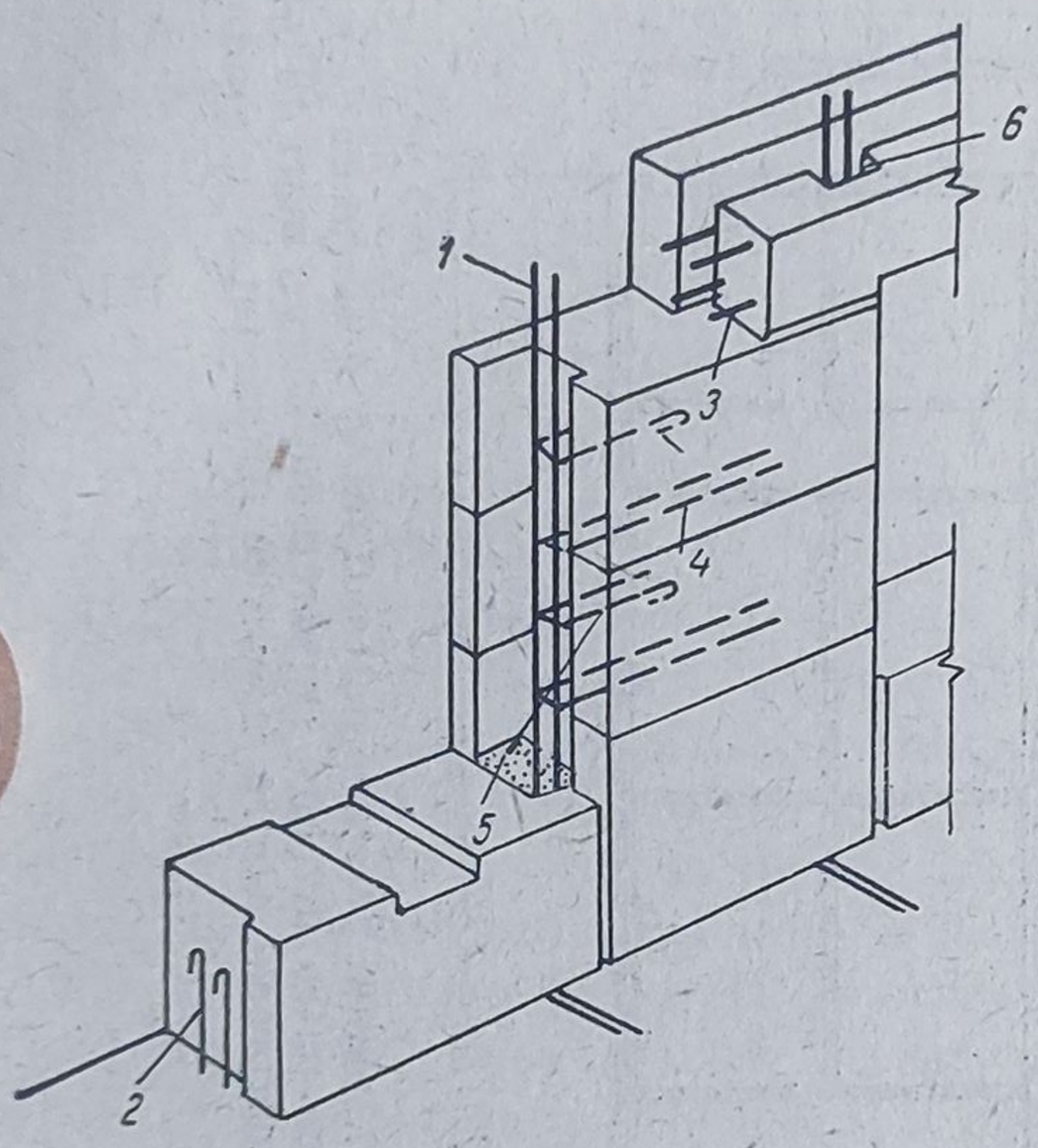


Fig. 145. Întărirea plinului de zidărie din blocuri în cazul peretelui alcătuit pe înălțime din mai multe rînduri de blocuri :
1 — armătură verticală ; *2* — cupoane de armătură ; *3* — armătura orizontală a blocului-buiandrug ; *4* — etrier din rosturile orizontale de montaj ; *5* — etrieri care se introduc în rosturile orizontale dată cu confecționarea blocului de cărămidă.

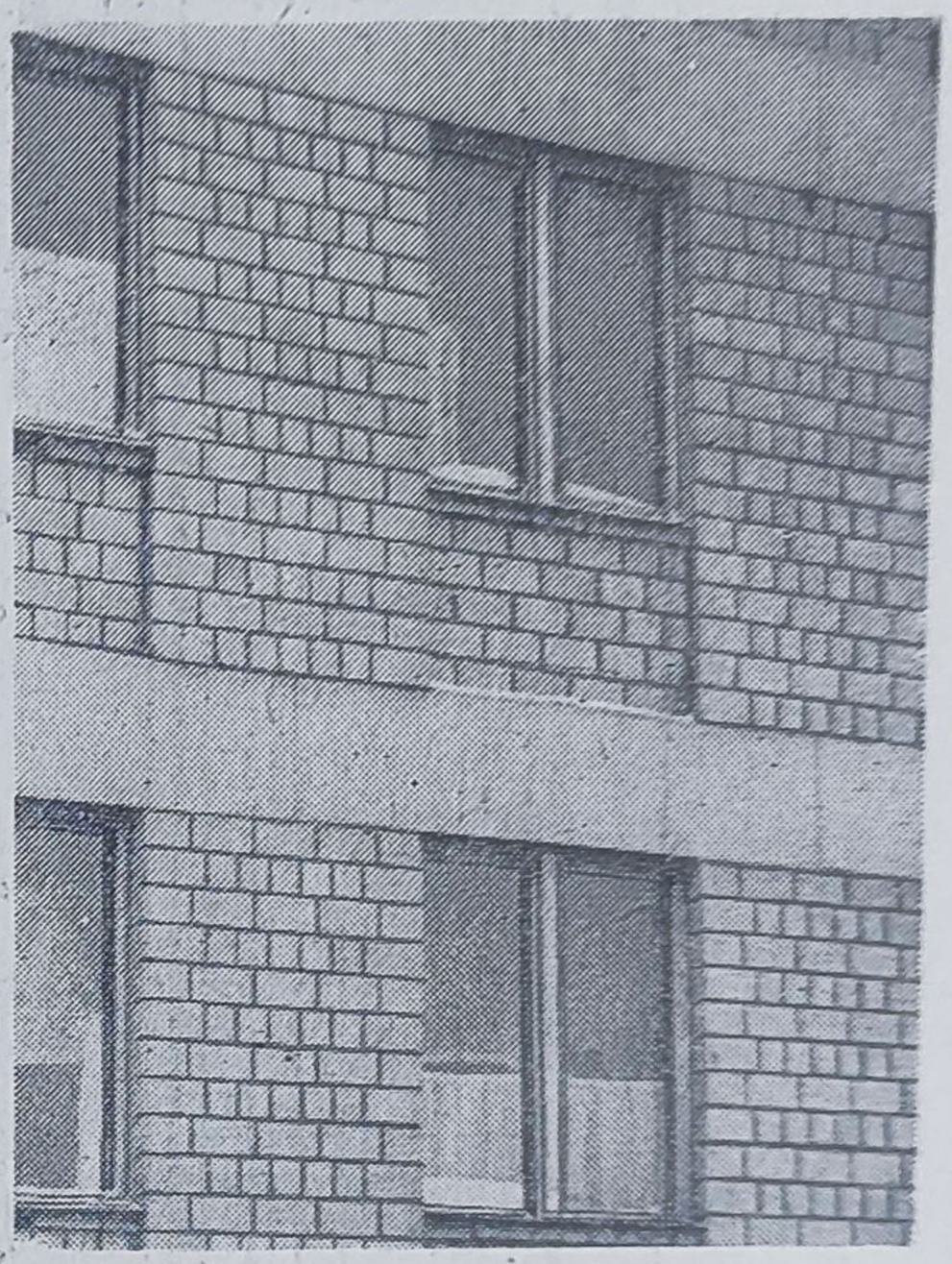


Fig. 146. Fațada clădirii cu pereți din blocuri de cărămidă avînd blocuri-buiandrugi din beton ușor. Se atrage atenția asupra reducerii secțiunii blocurilor parapet. La clădirile rezistente la cutremur, aceste blocuri trebuie să aibă aceeași grosime ca blocurile-șpaleți.

În fig. 147 sînt arătate fațadele, planul pereților etajului curent și alcătuirea pe înălțime a pereților interiori din blocuri, ale unei clădiri de locuit cu patru niveluri după proiectul Institutului Soiuzmorproekt, pentru regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 8 și cu temperaturi de calcul de —20... — 40°C.

Blocurile avînd marca minimum 50, pentru pereți exteriori și interiori sînt pline, din beton, cu greutatea specifică aparentă $\gamma = 1\,200 \ldots 1\,600$ kgf/m³ (betoane celulare, beton de granulit, beton cu zgură etc.) și din beton macroporos, avînd $\gamma = 1\,700 \ldots 1\,800$ kgf/m³. În raport cu natura materialului și cu temperaturile de calcul, grosimea blocurilor pentru pereții exteriori este de 50 și de 60 cm. Blocurile pentru nodurile sanitare sînt din beton armat.

Structura pereților exteriori a fost proiectată în două variante : cu două rînduri de blocuri pe înălțimea unui etaj (greutatea blocurilor pînă la 3 tf) și cu patru rînduri de blocuri (blocuri cu greutatea pînă la 1,5 tf,

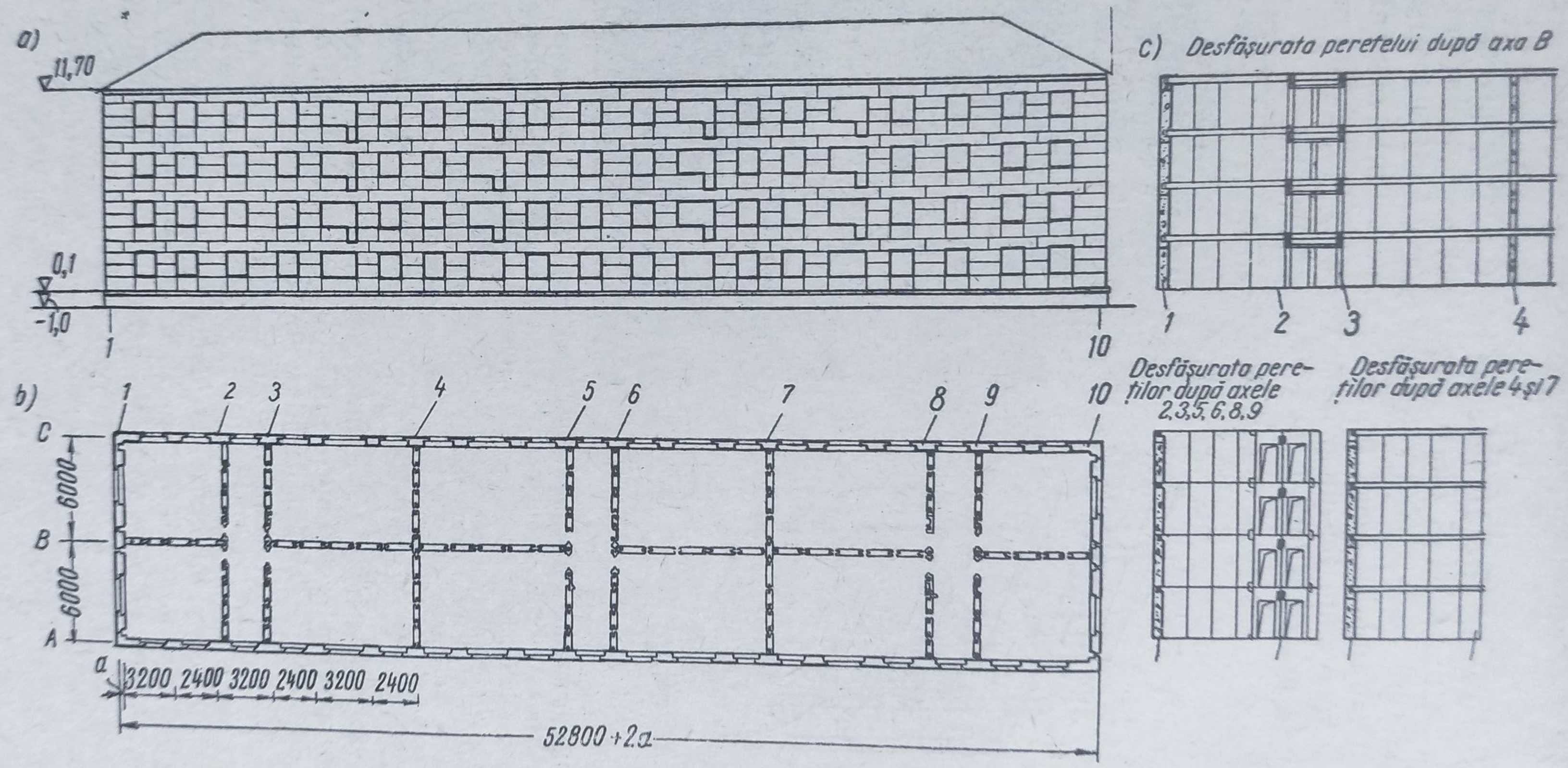


Fig. 147. Fațada după axa *A* (*a*), planul pereților portanți (*b*) și desfășurata (*c*) a pereților interiori, de la clădirea de locuit cu patru niveluri, cu pereți din blocuri mari de beton, proiectată de institutul Soiuzmorproekt pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 8.

fig. 147, *a*); pereții interiori sînt alcătuiți din două rînduri de blocuri pe înălțimea unui etaj. Planșeele din panouri mari prefabricate reazemă pe pereții longitudinali exteriori și interiori. Rigiditatea transversală a clădirilor, cu excepția pereților plini dintre tronsoane, după axele 4 și 7 și a pereților de la casele scărilor, se realizează cu ajutorul unor cadre prefabricate din beton armat. Îmbinările dintre blocurile pereților interiori, precum și acelea dintre blocuri și cadrele de beton armat, se realizează prin sudarea pieselor înglobate și prin monolitizarea cu beton a rosturilor verticale dintre blocuri. Totodată, peste fiecare rînd de blocuri de la pereții transversali și de la peretele interior longitudinal, se execută centuri din beton armat monolit, la care se prevăd mustăți care se introduc pe circa 30 cm în rosturile verticale dintre blocurile de deasupra și de desubt; în acest mod se realizează pene de beton armat care împiedică lunecarea blocurilor dintr-un rînd față de cele din rîndul alăturat.

Centurile de beton armat (fig. 148 și 149) se află de o parte și de alta a blocurilor sanitare de la pereții transversali de la casele scărilor, asigurînd legătura dintre acestea și planșee, precum și cu pereții exteriori longitudinali. Pentru realizarea îmbinării dintre pereții exteriori și planșee, din blocurile-buiandrugi se scot mustăți care se introduc în centură. Tot în centură se introduc și mustățile sudate prin piesele înglobate, de plăcile planșeelor. Între mustățile scoase din blocurile-buiandrugi și cele ale plăcilor planșeelor se introduce armătură verticală cu diametrul de 12 mm, prevăzută cu etrieri avînd diametrul de 6 mm, la fiecare 20 cm. După turnarea și vibrarea betonului și după montarea blocurilor de la nivelul următor, se realizează o bună legătură între planșee și pereți. Dezavantajul acestui procedeu de îmbinare dintre planșee și pereți constă în dificultățile pe care le prezintă sudarea ancorajelor de suprafața inferioară a plăcilor de beton armat de la planșee.

Detaliile pereților de la subsol, ale fundației și ale cornișei, adoptate în acest proiect, sînt ilustrate în fig. 150.

Rosturile verticale dintre blocurile pereților exteriori, se betonează cu beton ușor, marca minimum 50; rosturile verticale dintre blocurile pereților interiori se betonează cu beton greu marca 100. Trebuie menționat că datorită contracției mari a betonului, deformațiilor pereților produse de variațiile de temperatură, precum și datorită faptului că aceștia lucrează la cutremure de intensități nu prea mari, însă frecvente, adeziunea dintre betonul din rosturile verticale și betonul blocurilor poate să scadă cu timpul, reducînd rezistența pereților la lunecare verticală. Pentru a mări rezistența pereților la lunecare verticală este indicat ca fețele laterale ale blocurilor dinspre rosturile verticale, să fie prevăzute cu adînciturі și proeminențe ca în fig. 151.

Betonul greu care se toarnă în rosturi trebuie vibrat. La pereții alcătuiți din două rînduri de blocuri pe înălțimea unui etaj, pentru reducerea eforturilor unitare din temperatură și contracție, care se transmit la rosturi, este necesar ca îmbinarea dintre blocuri, prin sudarea pieselor înglobate, să se facă nu numai la partea de sus și de jos, ci și la mijlocul înălțimii blocului. La pereții alcătuiți din patru rînduri de blocuri pe înălțime, în locul pieselor înglobate se pot folosi carcase de armătură plane (din două bare cu diametrul 8 — 10 mm și cu bare transversale cu diametrul de 6 mm) care se introduc în rosturile orizontale. Institutul de proiectare Soiuzmorproekt a întocmit

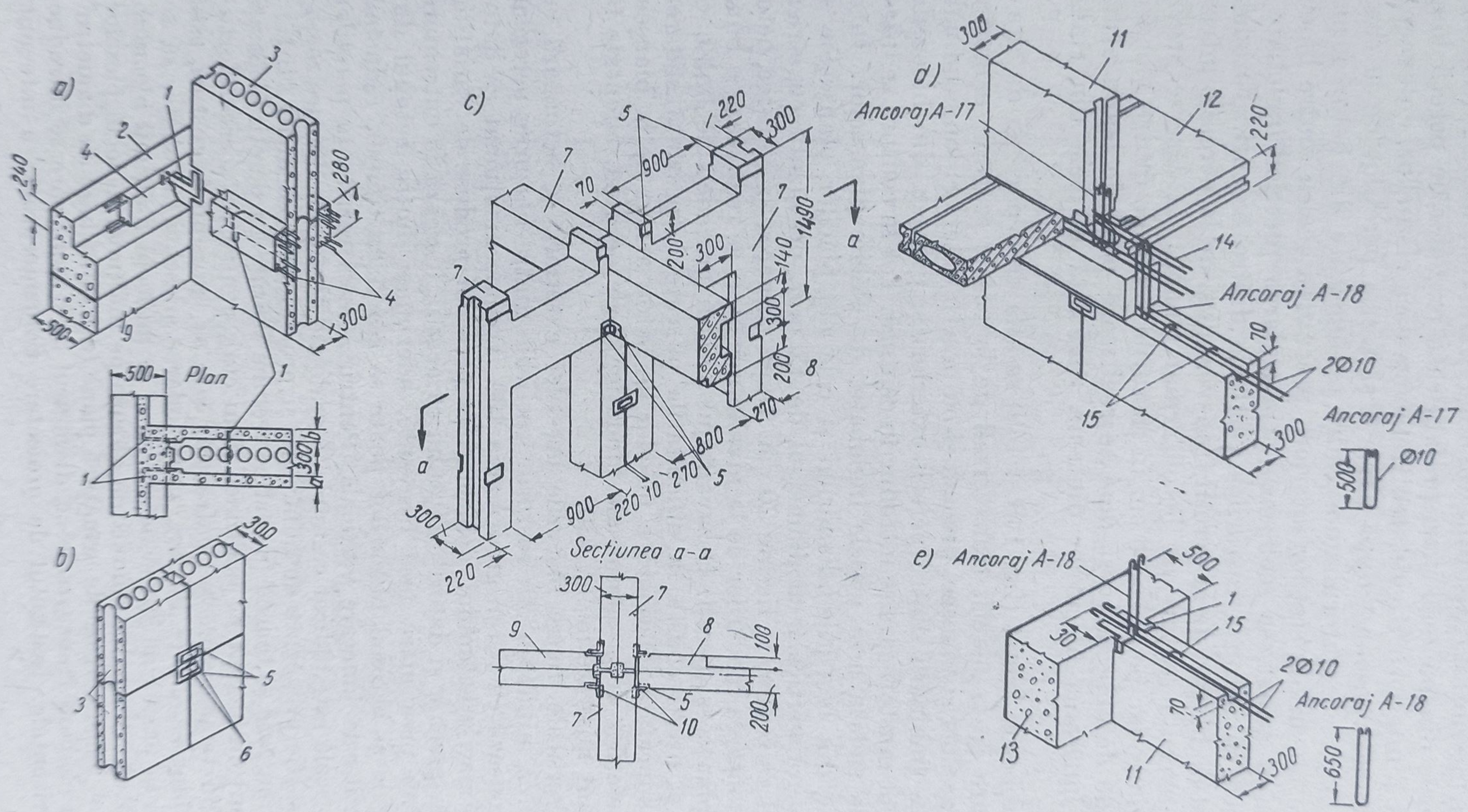


Fig. 148. Detalii de îmbinările între elementele clădirii din fig. 147 :

a — îmbinarea între blocurile sanitare și peretele exterior; *b* — îmbinarea între blocurile sanitare; *c* — cadre de beton armat la casa scării; *d* — rezemarea planșeelor pe peretele longitudinal; *e* — îmbinarea între peretele exterior și peretele interior longitudinal; *1* — ancoraj; *2* — bloc-buiandrug; *3* — blocuri sanitare; *4* — centură; *5* — piese înglobate; *6* — eclise; *7* — cadru; *8* — buiandrug; *9* — bloc; *10* — corniere; *11* — blocul peretelui interior longitudinal; *12* — panou de planșeu; *13* — bloc de perete exterior; *14* — armătura centurii (etrierii nu sînt reprezentați pe figură); *15* — urechi de ridicare.

un proiect de clădiri experimentale din blocuri mari, cu pereți din zidărie complexă [4]. Vederea de ansamblu a acestei clădiri este arătată în fig. 152, *a*.

Avantajul pe care îl oferă acest proiect constă din utilizarea armăturii verticale. În acest scop, blocurile sînt prevăzute cu șanțuri în care se introduc

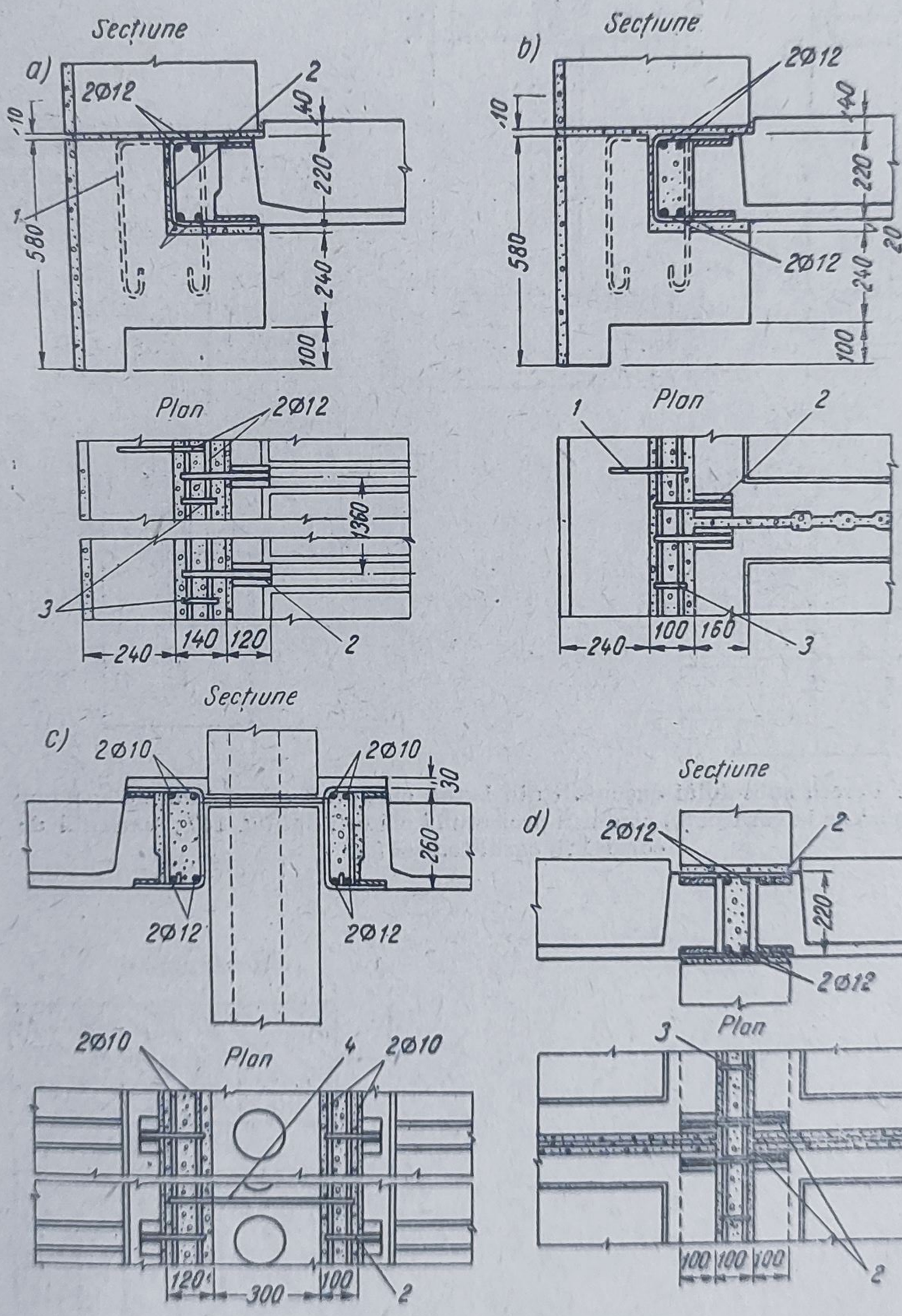


Fig 149. Detalii de îmbinările între pereți și fîșii de planșeu, conform proiectului clădirii din fig. 147 :

a — rezemarea planșeului pe peretele exterior, transversal; *b* — rezemarea pe peretele exterior, longitudinal; *c* — îmbinarea între fîșia de planșeu și peretele executat din blocuri sanitare; *d* — rezemarea fîșiei de planșeu pe peretele interior, longitudinal; *1* — ancorajul din bloc Ø 12; *2* — ancorajul din panou; *3* — etrieri Ø 6, la 20 cm; *4* — ancoraj Ø 10.

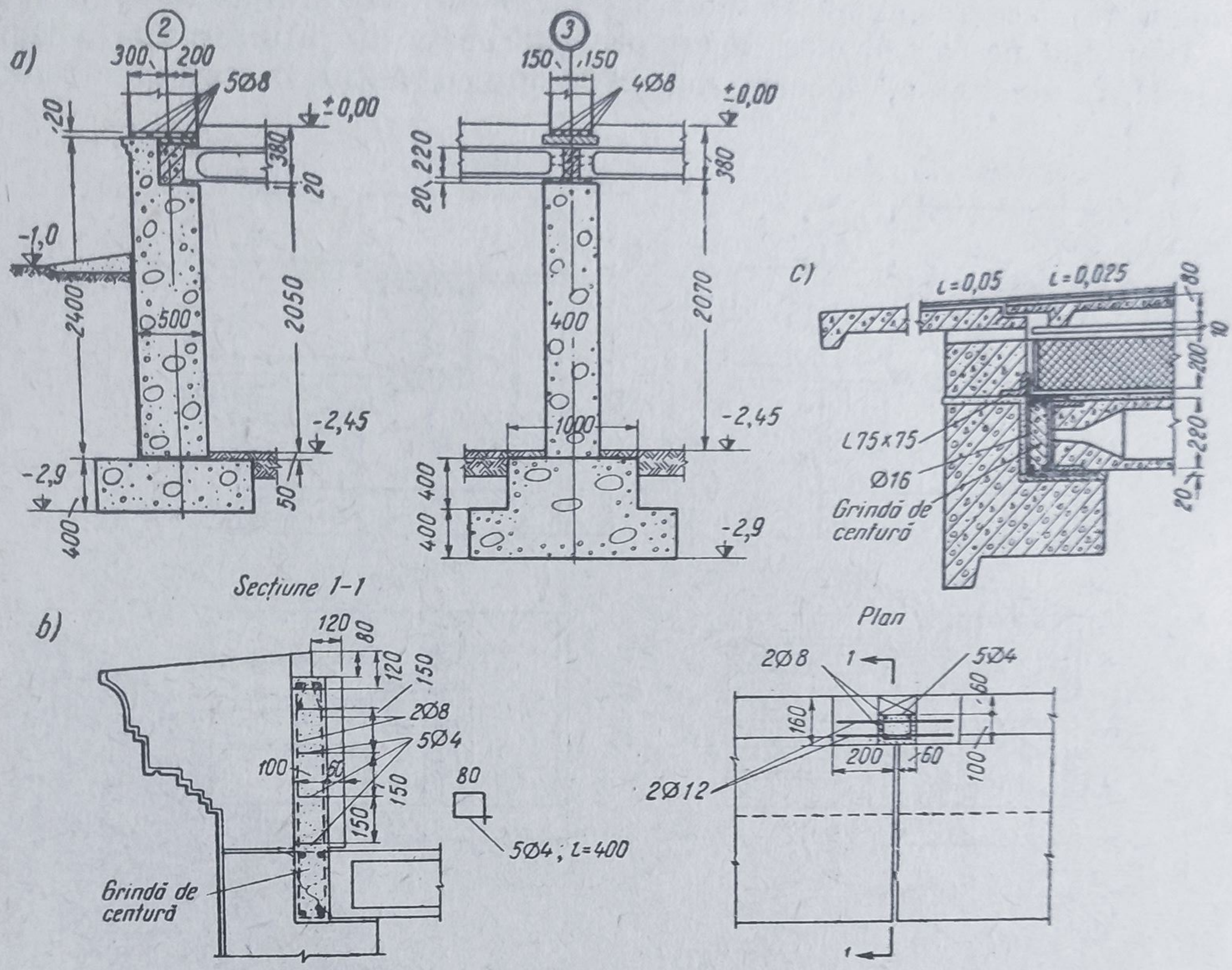


Fig. 150. Pereții subsolului executați din beton ciclopean (*a*), detaliu de ancorare a blocurilor de la cornișă (*b*) conform proiectului clădirii din fig. 147; variantă de cornișă în cazul terasei (*c*).

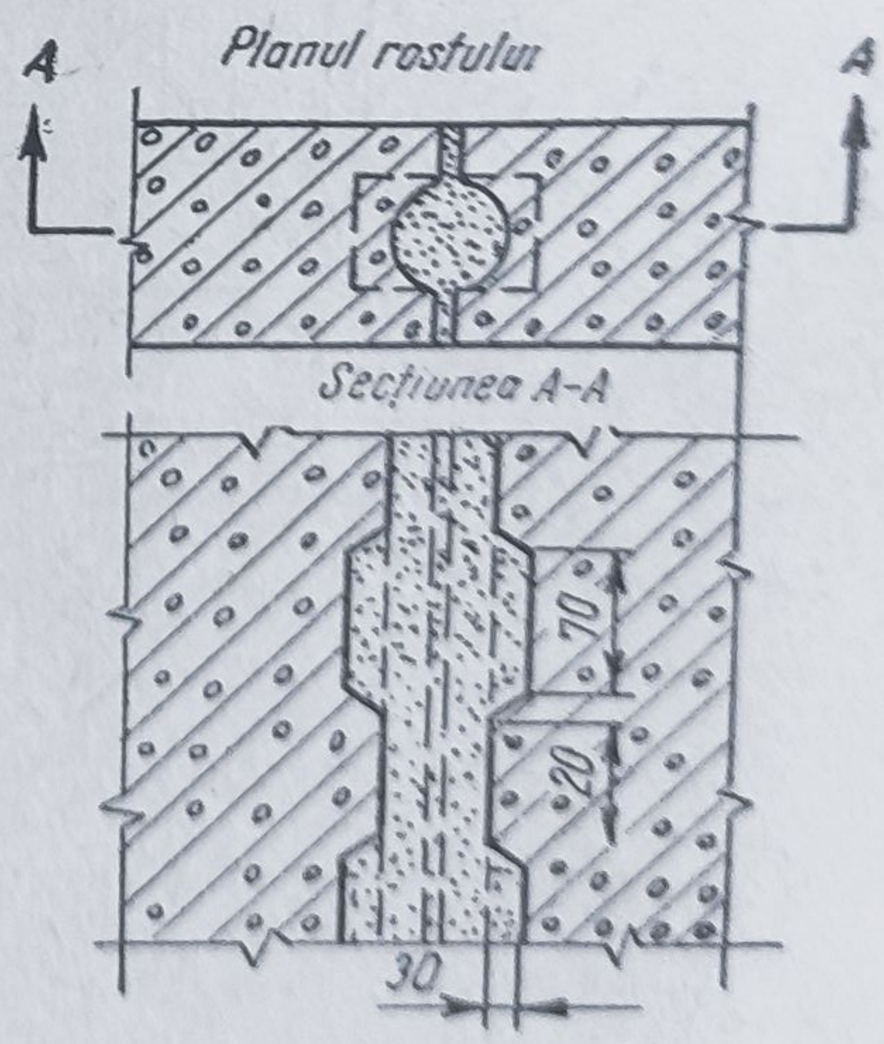


Fig. 151. Îmbunătățirea rezistenței la lunecare a rostului vertical cu ajutorul penelor realizate o dată cu betonarea rostului.

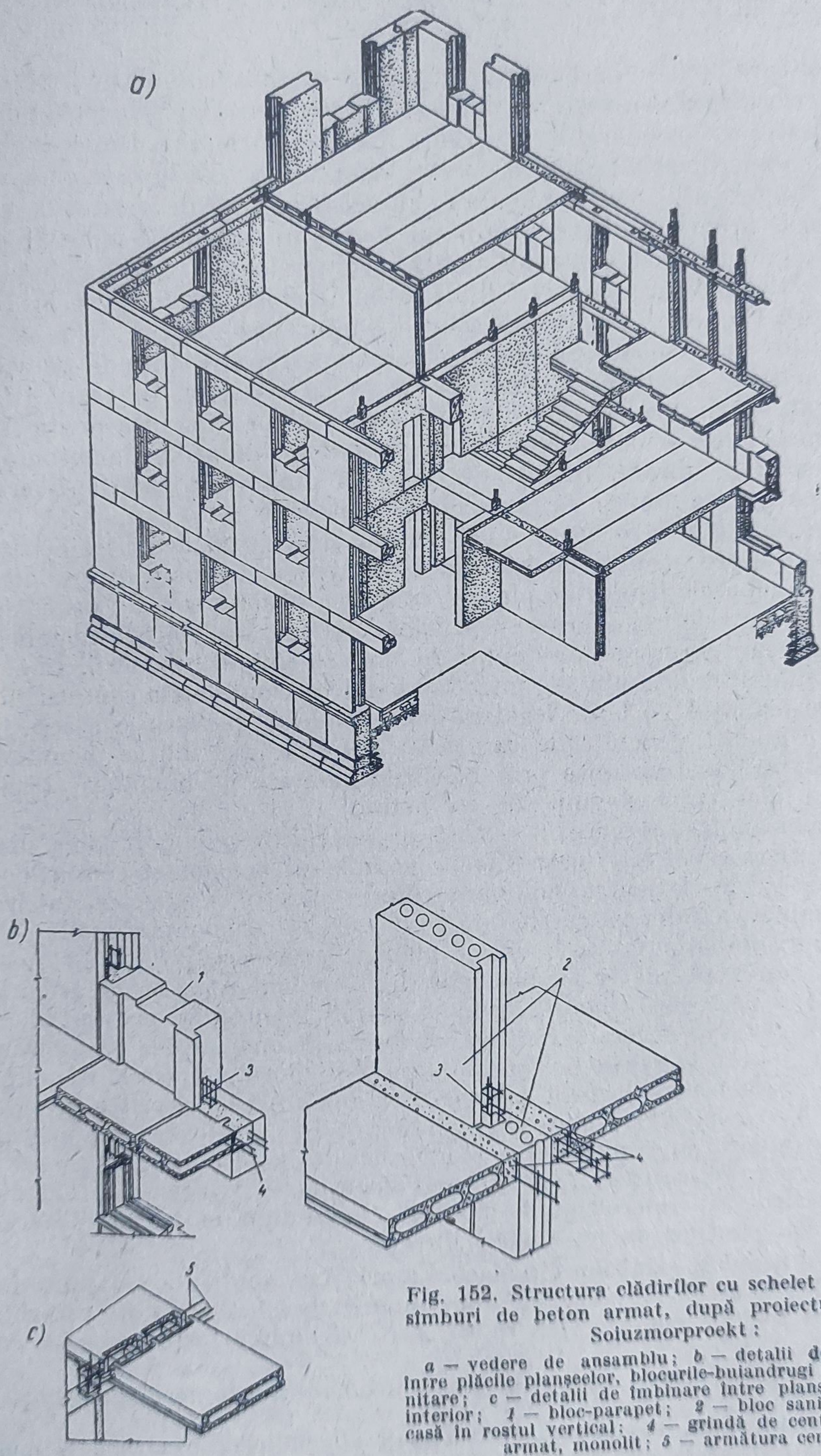


Fig. 152. Structura clădirilor cu schelet sub formă de simburi de beton armat, după proiectul institutului Soiuzmorproekt :

a — vedere de ansamblu; *b* — detalii de monoltizarea între plăcile planşeelor, blocurile-buiandrugi şi blocurile sar nitare; *c* — detalii de îmbinare între planşee şi peretele interior; *1* — bloc-parapet; *2* — bloc sanitar; *3* — carcasă în rostul vertical; *4* — grindă de centură din beton armat, monolit; *5* — armătura centurii.

carcasele și care apoi se betonează. Împreună cu centurile de pe pereții exteriori și interiori, sîmburii verticali de beton armat formează scheletul pereților, ceea ce mărește considerabil rezistența lor la cutremur. După încheierea cercetărilor experimentale asupra acestei structuri de clădire, ea va putea fi recomandată probabil pentru regiunile cu seismicitatea de gradul 8 și 9.

În cazul turnării sîmburilor de beton armat în porțiunile pline de pereți, pentru a se putea realiza controlul montării carcaselor și al turnării betonului, rosturile verticale dintre blocuri trebuie să fie deschise sau cu îngroșări (de cel puțin 5 cm). Cu toate că această soluție impune necesitatea de a se folosi cofraje, totuși nu se poate admite realizarea acestei structuri de pereți fără a se lua măsura amintită. Experiența arată că adeseori, în cazul turnării sîmburilor în spații închise, rămîn goluri mari a căror existență poate fi constatată numai după demontarea zidăriei. Turnarea sîmburilor de beton armat trebuie făcută cu vibrare. Înainte de turnarea sîmburilor, spațiile libere din rosturi se curăță de praf și de resturile de materiale.

În fig. 152, *b* și *c* se arată unele detalii ale clădirii descrise. Se atrage atenția asupra procedeului adoptat la realizarea legăturilor dintre planșee și pereți. La capatele fîșiilor de planșee cu goluri ovale, placa de sus este mai scurtă cu 10 cm. De carcasa nervurii fîșiei se sudează o plăcuță metalică cu două orificii, care se astupă cu dopuri de lemn în timpul betonării. În aceste orificii, în timpul montajului, se introduc barele orizontale ale centurii; după betonare se realizează o bună legătură între fîșiile de planșeu și pereți, înlăturîndu-se totodată dificultățile care apar datorită distribuției neuniforme a încărcării care se transmite prin blocurile montate pe lungimea zonei de rezemare a planșeului neumplută cu beton.

Pînă aici au fost trecute în revistă proiectele în care îmbinarea dintre pereții exteriori și cei interiori se face cu ajutorul penelor și centurilor de beton armat. Uneori, pentru îmbinarea dintre pereții exteriori și interiori, alcătuiți pe înălțime din patru rînduri de blocuri (sau chiar mai multe), s-au folosit blocuri de beton cu secțiunea în plan în formă de T (fig. 153). Aceste blocuri se așezau alternativ cu blocurile dreptunghiulare, ceea ce asigura o țesere bună a pereților. Uneori, însă, în timpul montajului acestor blocuri se comiteau erori în succesiunea așezării lor și anume inițial, pe înălțimea etajului, se montau blocurile pereților exteriori și abia după aceea, în golurile rămase, se introduceau blocurile pereților interiori. Acest procedeu greșit de montare a blocurilor este ilustrat în fig. 153, *b*. În acest caz, adeziunea din rosturile de montaj și transmiterea eforturilor de la blocurile superioare la cele inferioare nu se realizează, iar folosirea blocurilor cu secțiunea în T devine inutilă. Blocurile superioare trebuie montate numai după montarea blocurilor inferioare ale pereților de pe ambele direcții.

Calculul pereților clădirilor din blocuri mari. Așa cum s-a arătat anterior, clădirile din blocuri mari, ca și cele din panouri mari, fac parte din categoria clădirilor cu schemă constructivă rigidă. La distribuirea forței seismice orizontale $\sum_{n=1}^{i} S_{kn}$ la pereții de pe direcția considerată, este necesar să se țină seama că distanța dintre pereții transversali ai clădirilor din blocuri mari este mai mare decît la cele din panouri mari. În consecință, între doi pereți

transversali succesivi, se montează mai multe panouri prefabricate de planșeu. Existența rosturilor dintre elementele prefabricate ale planșeului și creșterea deschiderii dintre pereții transversali atrage după sine micșorarea rigidității planșeului, din care cauză, distribuirea forțelor seismice la pereți trebuie făcută în conformitate cu formula (5), potrivit căreia, în cazul planșeelor prefabricate din beton armat

$$S_{km} = 0{,}2 \left(\frac{4A_{km}}{\sum_{n=1}^{t} A_{kn}} + \frac{L_{m-1} + L_m}{\sum_{n=1}^{t} L_n} \right) \sum_{n=1}^{t} S_{kn}, \qquad (20)$$

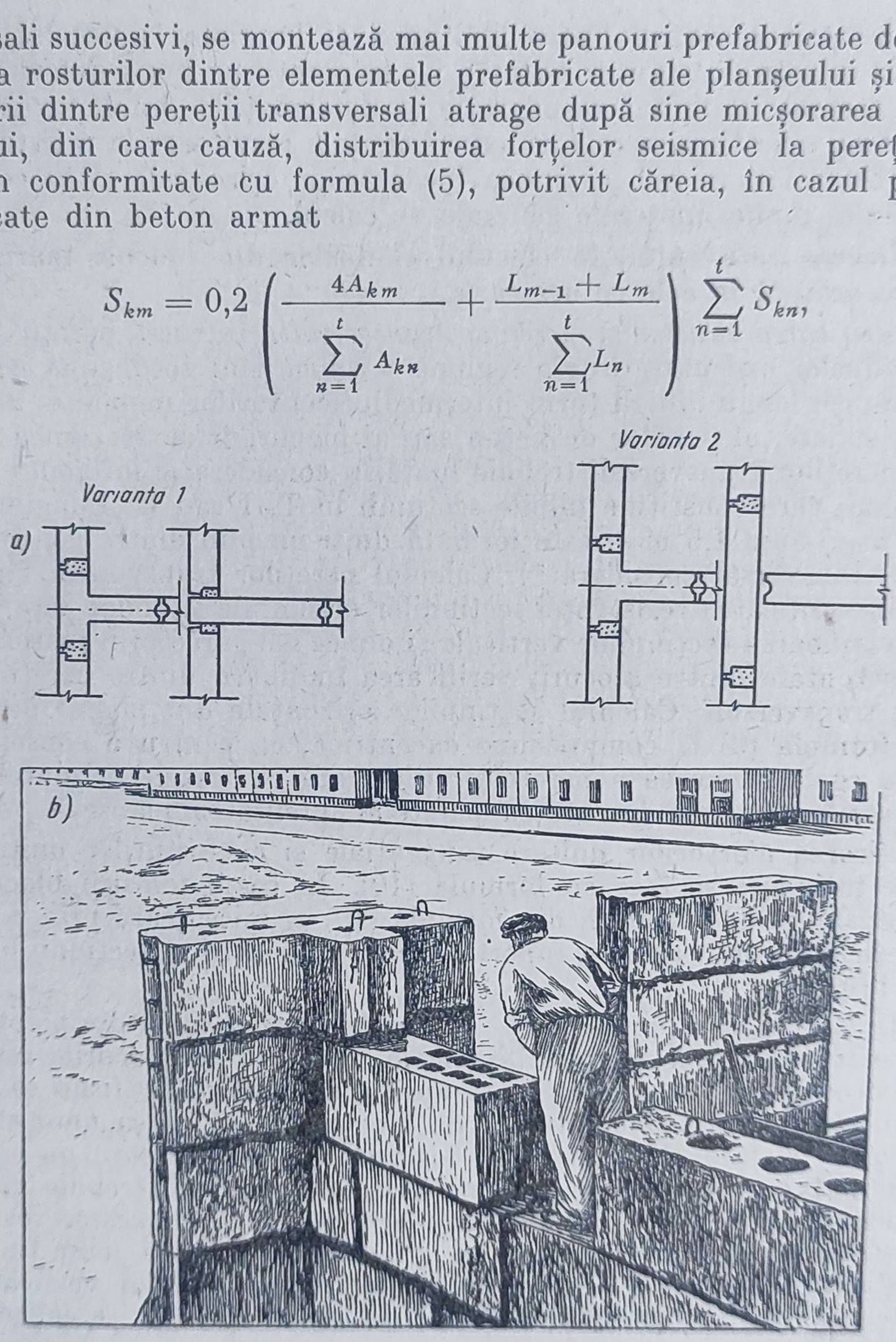


Fig. 153. Îmbinarea între pereții interiori și exteriori:
a — îmbinarea cu ajutorul blocurilor având secțiunea în T; *b* — procedeu greșit aplicat la montarea blocurilor.

unde S_{kn}; $\sum S_{kn}$; A_{kn}; $\sum A_{kn}$ au semnificațiile din (8);
L_{m-1} și L_m, idem din formula (6);
$\sum L_n$ este lungimea (în cazul determinării forței S_{km} pentru pereții transversali) sau lățimea clădirii (în cazul determinării forței S_{km} pentru pereții longitudinali).

Atunci cînd raportul dintre înălţimea şi lungimea peretelui este mai mare decît 1,5, la distribuţia forţei $\sum S_{kn}$ la pereţi, pe lîngă deformaţiile din lunecare, trebuie luate în consideraţie şi deformaţiile din încovoiere. Pînă în prezent nu s-au făcut cercetări experimentale privitoare la rezistenţa pereţilor din blocuri mari sub acţiunea încărcărilor orizontale şi în consecinţă, se pot admite numai ipotezele generale de calcul.

Verificarea rezistenţei, la calculul clădirilor din blocuri mari, se face în ordinea arătată în cele ce urmează.

I) Verificarea rezistenţei pereţilor transversali. Întrucît pereţii transversali ai clădirilor executate într-o regiune seismică sînt totdeauna legaţi constructiv de cei longitudinali (prin intermediul centurilor monolite, al pieselor înglobate sudate, al penelor de beton sau al blocurilor cu secţiunea în T), la calculul pereţilor transversali trebuie luată în consideraţie influenţa pereţilor longitudinali care constituie tălpile secţiunii în T, I sau U. Lungimea tălpii se ia de maximum 1,5 m şi este formată dintr-un plin dintre goluri, aferent peretelui transversal considerat*). Calculul pereţilor transversali fără goluri constă din verificarea rezistenţei secţiunilor orizontale şi oblice care trec prin blocuri, verificarea secţiunilor verticale şi oblice care trec prin rosturile verticale şi orizontale dintre blocuri, verificarea îmbinării dintre pereţii longitudinali şi transversali. Calculul secţiunilor orizontale din planul peretelui se face cu formula (9) la compresiune excentrică, ca pentru o consolă, avînd înălţimea egală cu aceea a peretelui, încărcată cu forţele orizontale S_{km} şi cu încărcările verticale (greutatea peretelui, greutatea planşeelor etc.).

Verificarea eforturilor unitare tangenţiale şi a eforturilor unitare principale de întindere se face cu formula (10). În cazul folosirii blocurilor cu goluri, rezistenţa de calcul R_f din formula (10) se micşorează prin înmulţirea ei cu coeficientul m_{gol} egal cu raportul dintre aria neto a secţiunii blocurilor şi aria bruto.

În fig. 154, *a* linia punctată II—II arată fisura posibilă din pereţii transversali, care trece prin rosturile verticale, intersectînd blocurile respective. Condiţii deosebit de favorabile pentru apriţia unei astfel de fisuri se întîlnesc la pereţii alcătuiţi din două rînduri de blocuri pe înălţimea unui etaj, cînd secţiunea verticală a elementelor de legătură (centurilor etc.) nu este mare în comparaţie cu secţiunea rosturilor verticale respective; trebuie menţionat că întrucît nu se poate conta pe betonarea completă a acestor rosturi, iar betonul turnat prin procedee obişnuite are contracţii, nu se poate ţine seama de rezistenţa la forfecare a peretelui, în secţiunea rostului vertical. Forţa tăietoare verticală T care acţionează pe înălţimea etajului, se calculează cu formula :

$$T' = h_{et} \frac{S_0}{I} \sum_{k=1}^{k} S'_{km}, \qquad (21)$$

---

*) Întrucît la clădirile care se execută în regiuni seismice distanţa dintre pereţii transversali este mult mai mică decît la clădirile din regiuni neseismice, problema lungimii porţiunilor de pereţi longiutdinali, care conlucrează cu cei transversali, prezintă o importanţă mai mică pentru clădirile din regiunile seismice şi poate fi rezolvată printr-un procedeu aproximativ.

în care $\sum_{k=1}^{k} S'_{km}$ este forța tăietoare produsă de încărcările seismice la nivelul mijlocului etajului k al peretelui m;

S_0 — momentul static al porțiunii de calcul din secțiunea orizontală a peretelui, care este situată de o parte a rostului vertical considerat, față de axa centrală;

I — momentul de inerție al peretelui transversal în raport cu axa centrală y-y;

h_{et} — înălțimea etajului.

La pereții alcătuiți din două rînduri de blocuri pe înălțimea etajului, forța T' trebuie să fie preluată de centurile de beton armat sau de piesele metalice înglobate în blocuri și care se sudează între ele (ca în fig. 148, *a*). În cazul în care suprafețele blocurilor alăturate care formează rostul vertical au adîncituri și proeminențe (ca în fig. 151), iar betonul a fost vibrat după turnare, se poate renunța la verificarea la forța T'.

La pereții alcătuiți din mai multe rînduri de blocuri pe înălțimea unui etaj, forța T' este preluată de centură și de blocurile cu care se realizează țeserea rostului vertical considerat. Astfel, în cazul blocurilor de beton, forța T' se distribuie la toate elementele care realizează țeserea (blocuri și centuri), proporțional cu ariile secțiunilor lor verticale; în cazul blocurilor de cărămidă, pentru distribuirea forței T', secțiunea lor verticală se înmulțește cu coeficientul 0,8.

La clădirile la care îmbinările dintre pereții longitudinali și transversali se realizează constructiv prin țeserea blocurilor cu ajutorul centurilor sau al penelor, această îmbinare trebuie verificată la forța verticală T, care produce lunecarea unui perete în raport cu celălalt. Pentru determinarea acestei forțe se iau în considerație: a) forța T' care se produce în urma încovoierii peretelui (consolă încastrată la bază) sub acțiunea forțelor seismice orizontale; b) forța T'' care se produce datorită diferenței dintre eforturile unitare normale din pereții longitudinali și din cei transversali.

În consecință:

$$T = T' + T'', \tag{22}$$

unde T' se calculează cu formula (21), ținînd seamă la calculul momentului static S_0 numai de talpa secțiunii în I.

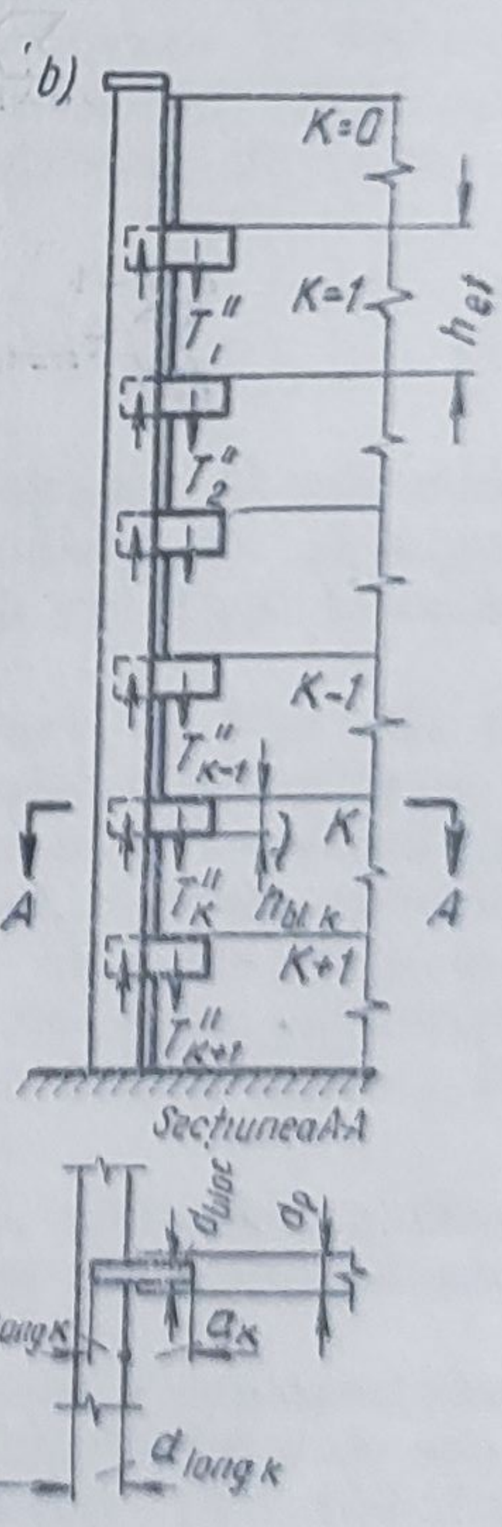


Fig. 154. Schema calculului pereților transversali ai clădirilor din blocuri mari: *a* — schemele fisurării posibile prin rosturi; *b* — schema care ilustrează formula (23).

Efortul de lunecare T'' (fig. 154, *b*) se poate calcula cu formula propusă de prof. L. I. Onișcik și doc. A. V. Elkin; pentru etajul k (aici k este numărul de ordine al etajului, considerînd că primul etaj este acela deasupra căruia a fost montat elementul de legătură superior al peretelui)

$$T''_k = \frac{\left[\sigma_{long\ k} - B\sigma_{transv\ k} - \sum_{\alpha=1}^{k-1} (\tau_\alpha + 2B\tau_{transv\ \alpha})\right] A_{long\ k}}{1 + \frac{4\ BA_{long\ k}}{d_{pk}\ (h_{et} + a_k)}}, \qquad (23)$$

unde $\sigma_{long\ k}$ și $\sigma_{transv\ k}$ sînt eforturile unitare normale medii din pereții longitudinali și transversali la nivelul mijlocului etajului k, care se calculează în ipoteza că elementele de legătură ale peretelui lipsesc

$$B = \frac{\alpha_{long\ k} R^n_{long\ k}}{\alpha_{transv\ k} R^n_{transv\ k}}; \qquad (24)$$

$\alpha_{long\ k}$; $\alpha_{transv\ k}$; $R^n_{long\ k}$; $R^n_{transv\ k}$ — caracteristicile elastice și rezistențele normate ale zidăriilor din care sînt executați pereții longitudinali și transversali;

$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} \tau_\alpha$ — eforturile unitare medii din secțiunile plinurilor pereților longitudinali de la etajul k, produse de eforturile din elementele de legătură din etajele superioare $k-1$;

$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} \tau_{transv\ \alpha}$ — idem, în secțiunile peretelui transversal

$$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} \tau_\alpha = \sum \frac{T''_\alpha}{A_{long\ k}}; \qquad (25)$$

$$\sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} \tau_{transv\ \alpha} = \sum_{\alpha=1}^{\alpha=k-1} \frac{T''_\alpha}{h_\alpha\ d_{pk}}; \qquad (26)$$

$A_{long\ k}$ — aria secțiunii orizontale a plinului peretelui longitudinal, aferent celui transversal, la nivelul etajului k; lungimea plinului de zidărie care se consideră la calculul ariei $A_{long\ k}$ nu trebuie să depășească h_α;

h_α — distanța dintre blocul (pana) de legătura a etajului α și mijlocul etajului k;

T'''_α — efortul de lunecare din blocul de legătură al etajului α;

h_{et} — înălțimea etajului;

d_{pk} — grosimea peretelui transversal;

a_k — adîncimea de încastrare de calcul a blocului de legătură în peretele transversal; în formula (23) a_k se ia egal cu maximum h_{long}, unde în cazul blocurilor de legătură cu secțiune verticală dreptunghiulară

$$h_{long} = 0{,}9\, h_{blk} \sqrt[3]{\frac{E_{bl} d_{blk}}{E d_{pk}}}; \qquad (27)$$

h_{blk} și d_{blk} — înălțimea și grosimea blocului de legătură;
E_{bl} și E — modulii de deformație ai blocului și peretelui transversal.

Formula (23) a fost dedusă pentru cazul cînd $\sigma_{long\,k} > \sigma_{transv\,k}$. Secțiunea blocurilor (penelor), care leagă pereții longitudinali și transversali, trebuie să satisfacă condiția

$$T_k \leqslant T_{cap}, \qquad (28)$$

unde pentru T_{cap} se ia valoarea minimă calculată cu formulele

$$T_{cap} = 0{,}8\, R_f\, A_{f,n} \text{ și} \qquad (29)$$

$$T_{cap} = 0{,}67\, R_l\, A_{bl}; \qquad (30)$$

R_f — rezistența de calcula la forfecare a materialului blocului; la blocurile de cărămidă se ia rezistența de calcul la forfecare corespunzătoare ruperii prin cărămidă și prin rosturi; la blocurile de beton $R_f = 1{,}5\ R_t$, unde R_t este rezistența de calcul la întindere axială;

$$R_l = R_{pr} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{R_{pr}}}, \qquad (31)$$

R_{pr} — rezistența de calcul la eforturi unitare principale de întindere, corespunzătoare ruperii prin rosturi la zidăria de cărămidă și $R_{pr} = R_t$ la beton, unde R_t este rezistența de calcul la întindere a betonului;

$A_{f,n}$ — aria secțiunii verticale a blocului de legătură; la blocurile de cărămidă, din această arie se scade aria canalelor, golurilor și a rosturilor verticale care se găsesc în secțiunea de forfecare (de exemplu la zidăria de cărămidă țesută la un rînd, rosturile verticale reprezintă 50% din secțiune); la blocurile de beton $A_{f,n} = A_b$ este aria secțiunii transversale a blocurilor (admițînd că acestea nu au secțiunea slăbită datorită canalelor etc., în dreptul îmbinării cu pereții longitudinali).

În dreptul rezemării blocurilor de legătură (penelor, centurilor) zidăria pereților longitudinali și transversali trebuie verificată la compresiunea locală produsă de efortul T.

Conform „Normelor și condițiilor tehnice de proiectare a construcțiilor de zidărie și de zidărie armată“ (NTU 120-55) și „Condițiilor tehnice de confecționare și de folosire a blocurilor mari de beton pentru pereți“ (TU 106-55),

buiandrugii din pereții transversali, încărcați cu forțe orizontale, se calculează la lunecare și încovoiere, verificîndu-se totodată la eforturile unitare locale din încastrarea buiandrugilor. Forța tăietoare din buiandrug se calculează cu formula (21). Aplicarea acestei formule dă valori ceva mai mari decît cele reale, ceea ce uneori creiază unele dificultăți la calculul buiandrugului și al zidăriei peretelui în secțiunea de încastrare. Conform acestei formule, buiandrugii dintre golurile de ferestre sau de uși, se tratează ca niște pene care solidarizează diferitele porțiuni de pereți. Totodată, se admite că rigiditatea buiandrugilor compensează micșorarea rigidității pereților datorită golurilor.

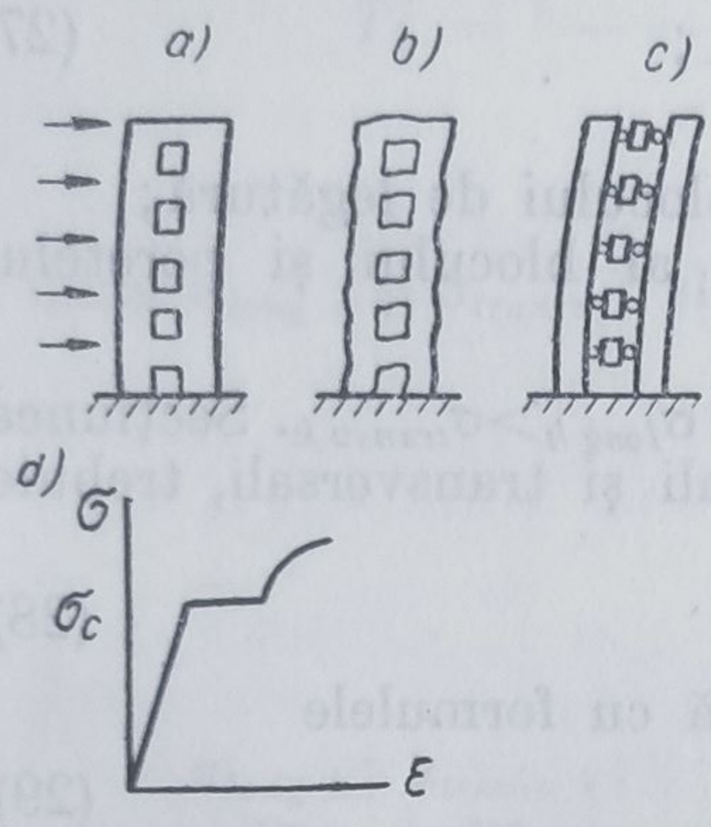


Fig. 155. Schema calculului buiandrugilor pereților transversali ai clădirilor din blocuri mari :

a — deformațiile pereților transversali în cazul buiandrugilor rigizi și al încastrării rigide a acestora în pereți; *b* — idem, în cazul rigidității efective; *c* — idem, în ipoteza articulațiilor dintre buiandrugi și plinuri; *d* — diagrama relației deformație-eforturi unitare la oțelul moale.

În realitate, diferitele porțiuni pline ale peretelui, legate între ele prin buiandrugi (fig. 155), capătă deplasări reciproce care sînt cu atît mai mari, cu cît este mai mică rigiditatea buiandrugilor. Buiandrugii foarte flexibili se apropie de niște articulații introduse între plinurile peretelui care, în acest caz, se comportă ca niște console cu secțiune dreptunghiulară sau în *T* (în dreptul îmbinărilor dintre pereții longitudinali și transversali).

În cazul în care plinurile peretelui, calculate ca console independente, satisfac condițiile de rezistență, nu este necesar să se procedeze la calculul buiandrugilor la forța tăietoare verticală produsă de încărcarea seismică, admițînd degradarea lor sub acțiunea încărcărilor seismice de calcul.

O astfel de ipoteză de calcul simplifică considerabil alcătuirea buiandrugului, însă poate impune necesitatea de a consolida plinurile de zidărie, în vederea asigurării preluării unor momente încovoietoare mai mari, prin introducerea armăturilor verticale și prin ancorarea acestora în fundație (analog cu fig. 145). Ținînd seamă de utilitatea armăturii verticale, în ce privește sporirea gradului de rezistență seismică a clădirii, această măsură se consideră recomandabilă.

Astfel, într-o primă ipoteză, s-a admis cazul extrem în care buiandrugii se tratează ca elemente avînd o mare rigiditate, încastrate perfect în plinul peretelui, iar conform unei de-a doua ipoteze se admite că buiandrugii sînt articulați de plinuri. Condițiilor reale în care lucrează pereții, le corespunde cazul intermediar a cărui analiză teoretică riguroasă este dificilă datorită următoarelor cauze : dimensiunile secțiunilor elementelor sînt apropiate de deschiderile acestora ; este necesar să se țină seamă de rotirea elastică a fundației, la care buiandrugii sînt foarte sensibili ; trebuie să se ia în considerație influența planșeelor asupra rigidității buiandrugilor respectivi, apariția deformațiilor plastice și fisurarea zonei întinse.

Dacă buiandrugii sînt alcătuiți astfel, încît înainte de ruperea lor totală se produce o articulație plastică, relația dintre încărcarea preluată de buian-

drug și deformațiile acestuia, poate fi reprezentată schematic prin diagrama din fig. 155, *d*. Inițial, sub acțiunea încărcărilor mici, peretele lucrează în stadiul elastic și deformațiile cresc direct proporțional cu încărcarea. După ce încărcarea a ajuns la o anumită limită, corespunzătoare formării în buiandrug a unei articulații plastice, creșterea deformațiilor nu mai este legată de creșterea încărcării și pînă în momentul trecerii armăturii în stadiul de ecruisare sau pînă la ruperea construcției, rămîne constantă.

Determinarea momentelor care revin plinurilor și buiandrugului, conform cu schema de mai sus a comportării construcției, se poate face prin aproximație, în modul următor: conform normelor și condițiilor tehnice de proiectare a construcțiilor de beton armat sau de zidărie se stabilește valoarea limită a forței tăietoare $T_{cap\,k}$, corespunzătoare capacității portante limită a buiandrugului (valoarea minimă obținută în urma determinării rezistenței de calcul a buiandrugului la încovoiere și lunecare) și rezistenței de calcul a zidăriei la compresiune locală în dreptul încastrării buiandrugului. Atunci cînd se ține seamă de buiandrugul de la etajul imediat superior, acesta trebuie să fie ancorat în perete pentru a preîntîmpina rotirea verticală.

În raport cu $T_{cap\,k}$ se determină momentul încovoietor (fig. 156)

$$M_{cap\,k} = T_{cap\,k}\,\frac{L}{2}. \tag{32}$$

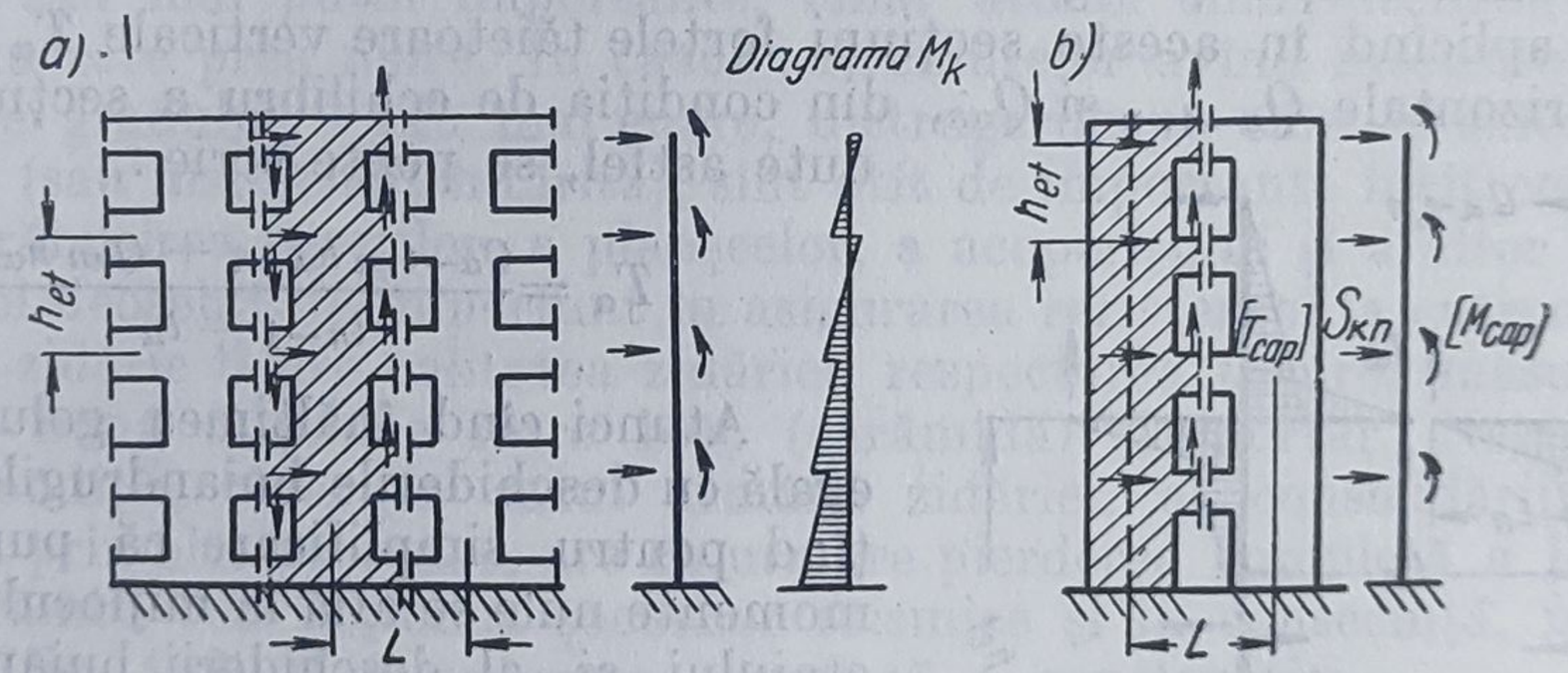


Fig. 156. Schema determinării momentelor încovoietoare din plinurile peretelui longitudinal (*a*) și transversal (*b*).

Apoi, se determină pentru fiecare etaj momentele încovoietoare de calcul M și forțele tăietoare Q din plinurile de zidărie considerate ca niște console încastrate la nivelul fundațiilor și încărcate cu forțele seismice orizontale S_{an}.

$\sum_{a=1}^{a=k} S_{an}$ este acea parte a forței tăietoare totale de la nivelul etajului k al peretelui, care revine plinului considerat n; aici numerotarea etajelor s-a făcut de sus în jos

$$M_k = \sum_{a=1}^{a=k} S_{an} H_a - \sum_{a=1}^{a=k} T_{cap}\,\frac{L}{2}, \tag{33}$$

unde H_a este distanța de la nivelul la care se aplică forța S_{an} pînă la nivelul considerat, la etajul k;

L — deschiderea peretelui transversal, măsurată între axele plinurilor.

Valoarea forței $T_{cap\,k}$ trebuie limitată, întrucît în cazul unui consum mare de armătură se pot prevedea buiandrugi atît de rezistenți (însă de rigiditate redusă), încît ruperea plinurilor se va produce înainte de a surveni curgerea armăturii. În prezent însă, nu se dispune de date experimentale pentru determinarea limitei $T_{cap\,k}$ și în consecință, se poate vorbi numai de o valoare convențională a acesteia avînd expresia $0{,}5 \sum_{a=1}^{k} S_{an} H_a$, plecînd de la ipoteza că buiandrugii flexibili ai pereților transversali nu pot micșora cu mai mult de două ori momentul din perete, în comparație cu cel care se produce în ipoteza de consolă.

2) *Verificarea pereților longitudinali.* Pereții longitudinali interiori se caracterizează prin faptul că au plinuri de lățime mare și buiandrugi flexibili; în consecință, calculul lor se face analog cu calculul consolelor încastrate la bază și solidarizate între ele prin buiandrugi articulați, ca la paragraful precedent, în cazul pereților din panouri mari.

Pereții exteriori care au plinuri de lățime mai mică însă centuri cu secțiune mai mare, pot fi tratați ca niște cadre cu mai multe deschideri și cu mai multe goluri, avînd stîlpii alcătuiți din plinurile zidăriei și riglele din porțiunile de pereți orizontale, dintre ferestre. Dacă în calculul unui astfel de cadru stîlpii și riglele s-ar secționa în dreptul momentelor nule (fig. 157), aplicînd în aceste secțiuni forțele tăietoare verticale T_a și forțele tăietoare orizontale $Q_{a-1,\,n}$ și Q_{an}, din condiția de echilibru a secțiunii obținute astfel, se poate scrie:

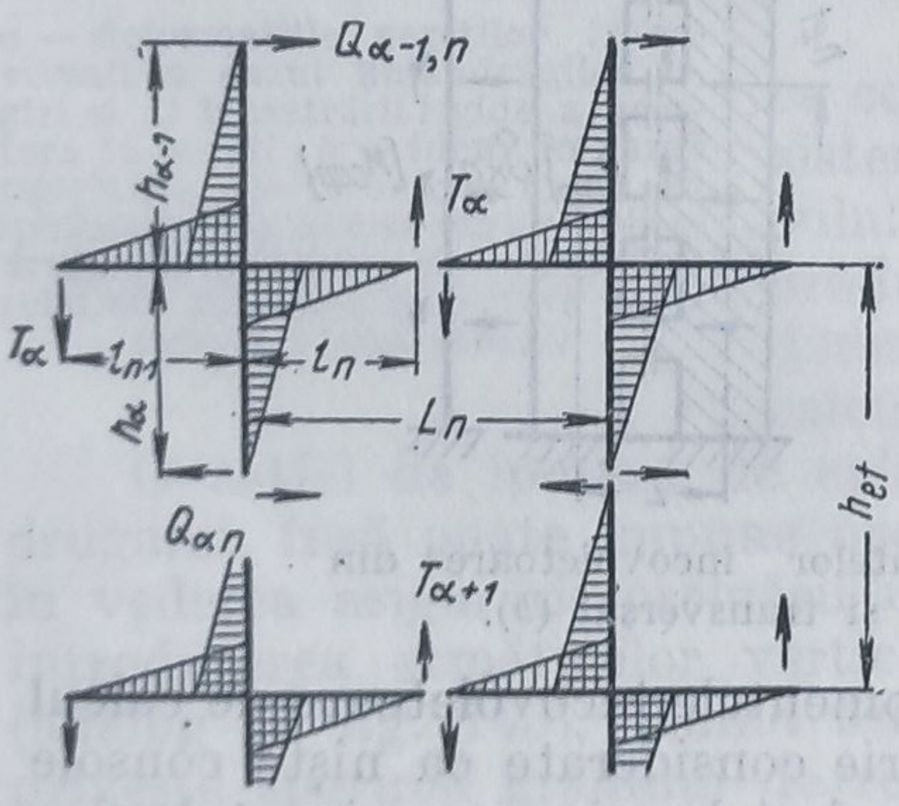


Fig. 157. Schema determinării momentelor încovoietoare din plinurile pereților longitudinali.

$$T_a = \frac{Q_{a-1,\,n}\, h_{a-1} + Q_{an}\, h_a}{l_{n-1} + l_n}. \qquad (34)$$

Atunci cînd înălțimea golurilor este egală cu deschiderile buiandrugilor, admițînd pentru simplificare că punctele de momente nule se află la mijlocul înălțimii etajului și al deschiderii buiandrugilor, formula (34) devine

$$T_a = \frac{Q_{a-1,\,n} + Q_{an}}{2L_n} h_{et}, \qquad (35)$$

iar în cazul buiandrugilor de la primul nivel

$$T_a = \frac{h_{et}}{6L_n} (3Q_{a-1,\,n} + 2Q_{an}). \qquad (36)$$

În formulele (34)—(36) $Q_{a-1,\,n}$ și Q_{an} sînt forțele tăietoare din plinul zidăriei, aplicate deasupra și dedesubtul nodului considerat și care se calculează cu o formulă analogă cu (15); L_n și h_{et} sînt respectiv distanța dintre axele plinurilor și înălțimea etajului. În acest caz, dacă preluarea forței tăietoare T prezintă dificultăți, calculul plinurilor pereților longitudinali se poate face ca pentru un sistem de console solidarizate între ele prin buiandrugi articulați. O astfel de ipoteză de calcul este indicată pentru porțiunile de perete cu goluri de balcoane, unde rigiditatea buiandrugilor este foarte mică.

În porțiunile de perete în care există numai goluri de ferestre, este indicat să se aplice procedeul de calcul expus anterior pentru buiandrugii pereților transversali. Ținînd seamă că rigiditatea fîșiilor orizontale pline ale pereților longitudinali este destul de mare, în comparație cu aceea a plinurilor, pentru valoarea maximă a forței T din formula (33) se poate lua T_a, calculat cu formulele (35) și (36). Totodată, trebuie asigurată condiția $T \leqslant T_{cap}$ (T_{cap} fiind capacitatea portantă de calcul a buiandrugului).

Clădiri cu pereți din cărămidă și blocuri mici

Spre deosebire de condițiile obișnuite în care lucrează zidăria cînd preia în general încărcări statice de compresiune ale căror excentricități nu sînt prea mari, în timpul cutremurului, în zidăria pereților se produc combinații variate de încărcări (care produc solicitarea zidăriei prin încovoiere, lunecare și întindere); aceste încărcări acționează dinamic, ceea ce este foarte nefavorabil pentru zidăria nearmată.

Experiența diferitelor cutremure arată că atunci cînd nu se iau măsuri pentru sporirea gradului de rezistență la cutremur a construcțiilor de zidărie sau atunci cînd măsurile luate nu sînt suficiente, zidăria suferă degradări mai mult sau mai puțin importante, chiar atunci cînd intensitatea cutremurului nu este prea mare. În cazul cutremurelor avînd intensitatea corespunzătoare gradului 9 sau mai mare, distrugerile pe care le suferă zidăria neîntărită (sau insuficient întărită), sînt atît de importante încît conduc adeseori la prăbușirea pereților, a planșeelor, a acoperișului și a altor elemente.

Un rol deosebit de important în asigurarea rezistenței la cutremur a clădirilor de zidărie îl are calitatea zidăriei, respectarea tuturor măsurilor care asigură o bună adeziune între bloc (cărămidă) și mortar. Neîndeplinirea acestor condiții, chiar în cazul armării zidăriei, al consolidării cu beton armat sau prin alte procedee, are ca urmare pierderea completă a legăturilor dintre cărămizi sub acțiunea șocurilor seismice și în consecință, prăbușirea pereților (fig. 158) și distrugerea completă a construcției.

În fig. 159 sînt date rezultatele încercărilor cu privire la determinarea adeziunii normale R'_{ad} a zidăriei de cărămidă în funcție de rezistența de rupere a mortarului R_t. Aceste cercetări experimentale au fost făcute pentru diferite rapoarte dintre umiditatea și absorbția de apă a cărămizii, diferite rapoarte apă-liant și pentru diferite compoziții de mortare. Toți factorii enumerați au avut o influență atît de importantă asupra adeziunii, încît au făcut imposibilă stabilirea unei relații analitice între R'_{ad} și R_t. Împrăștierea rezultatelor experimentale a fost atît de mare, încît pentru aceleași valori ale lui R_t valorile adeziunii R'_{ad} au variat de 5—10 ori. De asemenea, trebuie menționat faptul că în urma majorității încercărilor efectuate s-a obținut o adeziune mai mică decît aceea prevăzută în norme. De aici rezultă că numai în anumite condiții de execuție a lucrărilor se poate realiza adeziunea normată dintre cărămidă și mortar (care se ia în calcul).

Procedeele de realizare a unei bune adeziuni între cărămidă și mortar sînt tratate în lucrările de specialitate [15], [20] etc. Se menționează că dintre măsurile cele mai ușor de aplicat și mai puțin costisitoare, care se pot lua în cazul zidăriei de cărămidă și de blocuri ușoare, fac parte : folo-

sirea mortarelor cu un conținut mai mare de apă (corespunzător pătrunderii conului StroiȚNIL pe 12—14 cm) o dată cu umezirea cărămizii sau a blocului, pînă la o limită optimă *) (de exemplu pînă la 1/3 din absorbția sa

Fig. 158. Exemplu de prăbușire a pereților din zidărie de cărămidă în cazul adeziunii slabe dintre cărămidă și mortar (cutremurul din California de Sud, 1952).

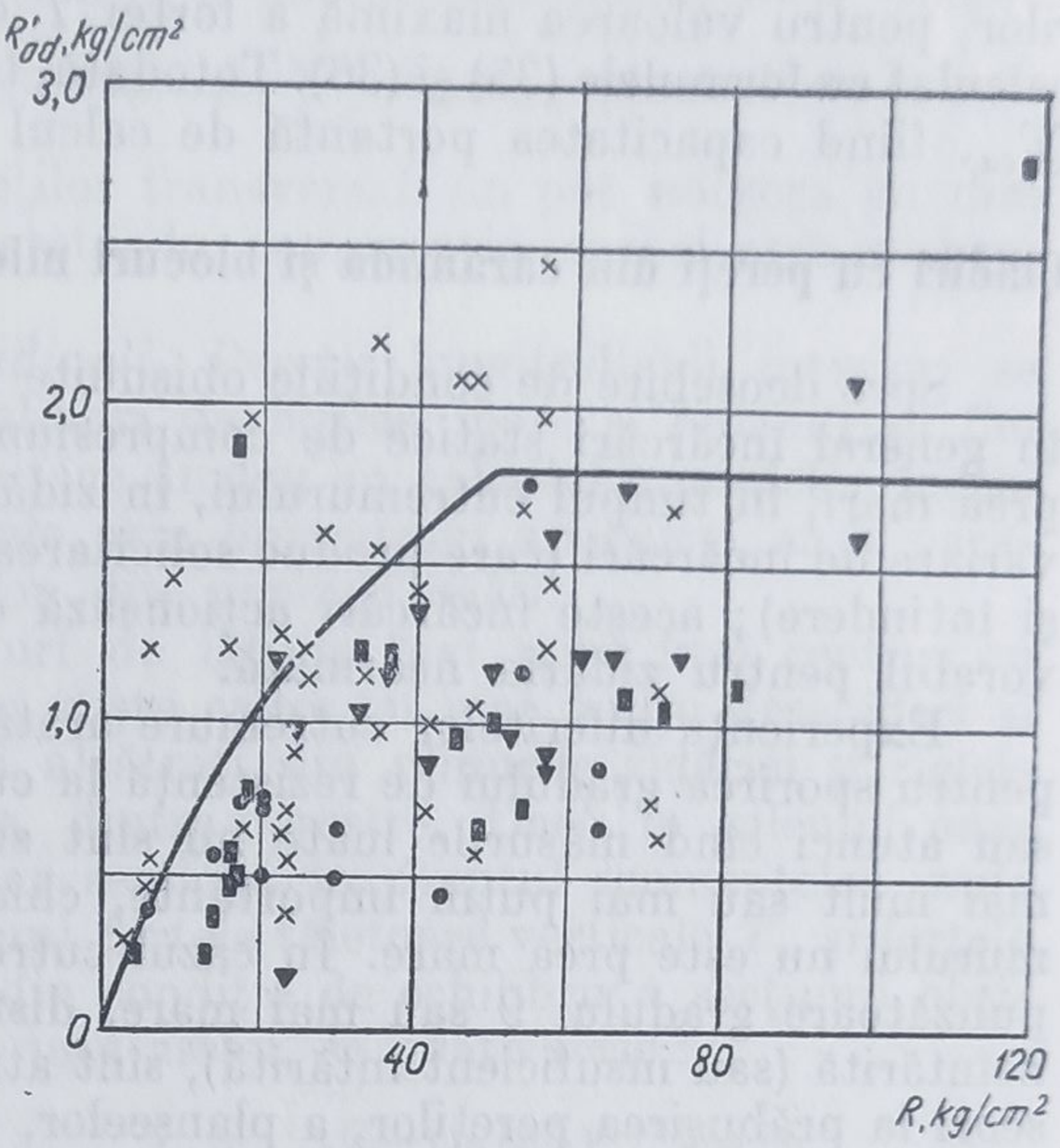


Fig. 159. Diagrama de variație a adeziunii normale a zidăriei din cărămidă plină, în funcție de rezistența la compresiune a mortarului, conform cercetărilor făcute la ȚNIISK în perioada de după război.

de apă), folosirea mortarelor mixte (de ciment-var sau de ciment-argilă) în locul mortarelor de ciment (acestea din urmă nu trebuie să fie folosite la zidăria construcțiilor rezistente la cutremur), umezirea cu apă a zidăriei pe timp călduros etc. (v. SN 8-57).

Măsurile care se iau pentru îmbunătățirea adeziunii trebuie să fie verificate prin încercări care se pot executa la orice laborator de șantier.

Experiența arată că materialele de zidărie nu sînt indicate în egală măsură pentru clădirile rezistente la cutremur. Unele materiale au rezistențe slabe, iar altele, chiar dacă se iau măsuri speciale, nu asigură o bună aderiune în zidărie. Astfel, de exemplu, clădirile cu pereți din chirpici sau din alte materiale cu rezistențe slabe nu sînt indicate pentru regiunile cu grad mare de seismicitate, în special pentru executarea construcțiilor permanente. Domeniile de folosire a diferitelor materiale sînt arătate în tabelele 36 și 37 în funcție de categoria de rezistență seismică a zidăriei.

Din cercetările făcute în U.R.S.S. precum și în alte țări, a rezultat că influența țeserii transversale a zidăriei pline de cărămidă, cu alternarea rîndurilor de cărămizi așezate transversal, cel puțin la fiecare cinci rînduri de cărămizi așezate longitudinal, are o influență neglijabilă asupra rezistenței

*) Există unele materiale a căror umezire are un efect negativ asupra adeziunii.

zidăriei la compresiune axială (diferența este de pînă la 10%) și în consecință, pentru ușurarea execuției lucrărilor, în regiunile neseimice, se recomandă acest procedeu de țesere la cinci rînduri. În regiunile seismice în care, în timpul cutremurelor, zidăria este supusă la diferite grupări de eforturi unitare de compresiune, de întindere și de lunecare, nu se admite folosirea zidăriei cu legături la cinci rînduri, întrucît acest procedeu de țesere are o influență nefavorabilă asupra omogeneității zidăriei. În acest caz vor fi prevăzute rînduri de cărămizi așezate transversal cel puțin la fiecare trei rînduri de cărămizi așezate longitudinal.

S-a menționat anterior influența mare pe care o are reducerea greutății zidăriei asupra micșorării intensității încărcărilor seismice. Aceasta se poate realiza atît prin folosirea materialelor de zidărie ușoare (pietre naturale ușoare, cărămizi eficiente, blocuri din betoane ușoare, pline și cu goluri, etc.), cît și prin folosirea structurilor ușoare de pereți. Totuși, nu toate tipurile de materiale și de zidării ușoare pot fi recomandate pentru pereții portanți rezistenți la cutremur. Astfel, de exemplu, în special în regiunile cu grad mare de seismicitate, nu se recomandă blocurile ceramice și blocurile de beton cu goluri mari și diafragme subțiri, pereții cu straturi de aer și cu umpluturi în rosturile longitudinale îngroșate ale zidăriei, zidăriile cu goluri verticale și cu umpluturi din materiale granulare etc. Datorită golurilor mari din materialele de zidărie (blocuri cu goluri mari etc.) sau din zidărie, se produc concentrări importante de eforturi unitare, ceea ce sub acțiunea dinamică a solicitărilor, provoacă distrugerea rapidă a pereților (sau a legăturilor dintre pereți).

Pentru asigurarea rezistenței la cutremur a pereților, cele mai indicate sînt blocurile ușoare din piatră naturală și din beton ușor, cărămida cu găuri verticale și cărămida poroasă (cu condiția ca aceste materiale să aibă rezistențe corespunzătoare), zidăriile pline de grosime redusă (pe cît este posibil pînă la 25—38 cm grosime) cu materiale termoizolatoare eficiente pentru pereți exteriori (fig. 160 și 161), armate longitudinal (cu armătură verticală și orizontală).

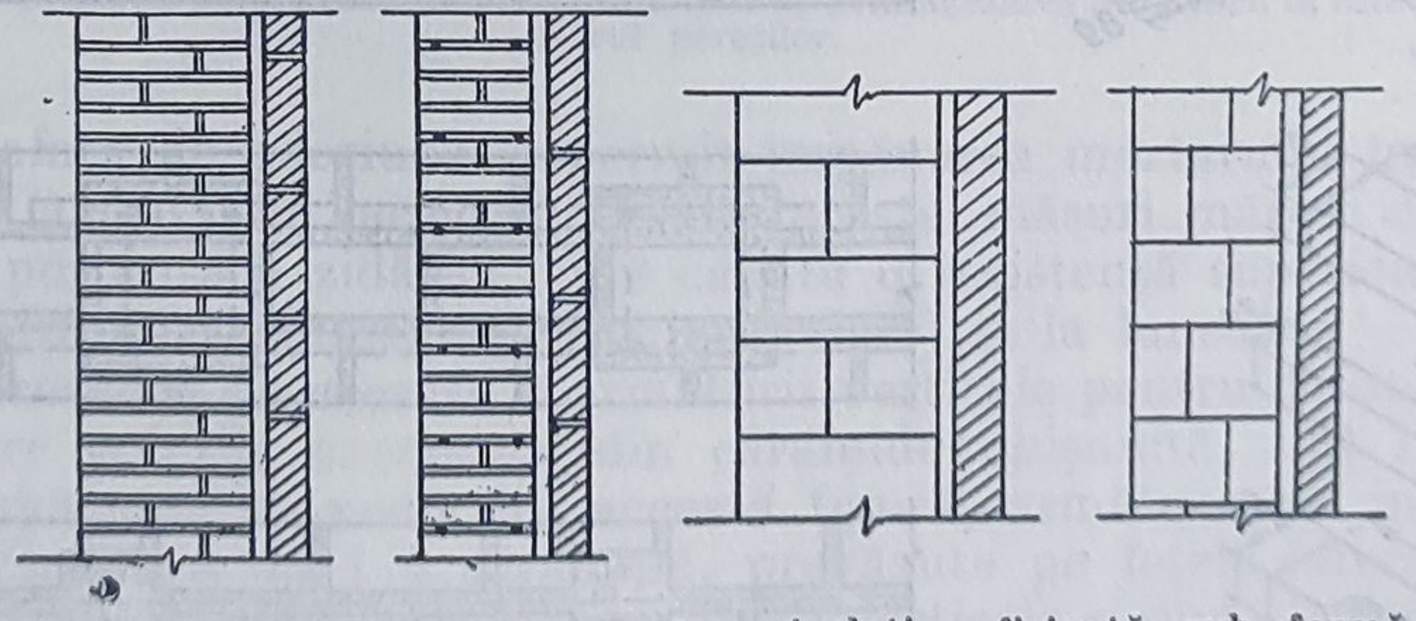


Fig. 160. Zidării ușoare cu termoizolație eficientă sub formă de plăci.

În străinătate, zidăria cu armătură longitudinală se folosește pe scară largă la construcțiile rezistente la cutremur. Din experiența cutremurelor din India și din California de Sud a rezultat că în ceea ce privește rezistența

la cutremur, această zidărie poate concura construcțiile cele mai rezistente, inclusiv pe cele din beton armat monolit. Iată ce scriu în legătură cu aceasta [25] inginerii Homann, Leonard și Burridge : „Cercetările în domeniul zidăriei armate au dat rezultate atît de bune, încît aceasta a fost folosită îndată la executarea unui grup vast de construcții guvernamentale din Patna (Bihar, India). Trebuie remarcat că zidăria a fost folosită la acoperișurile și plan-

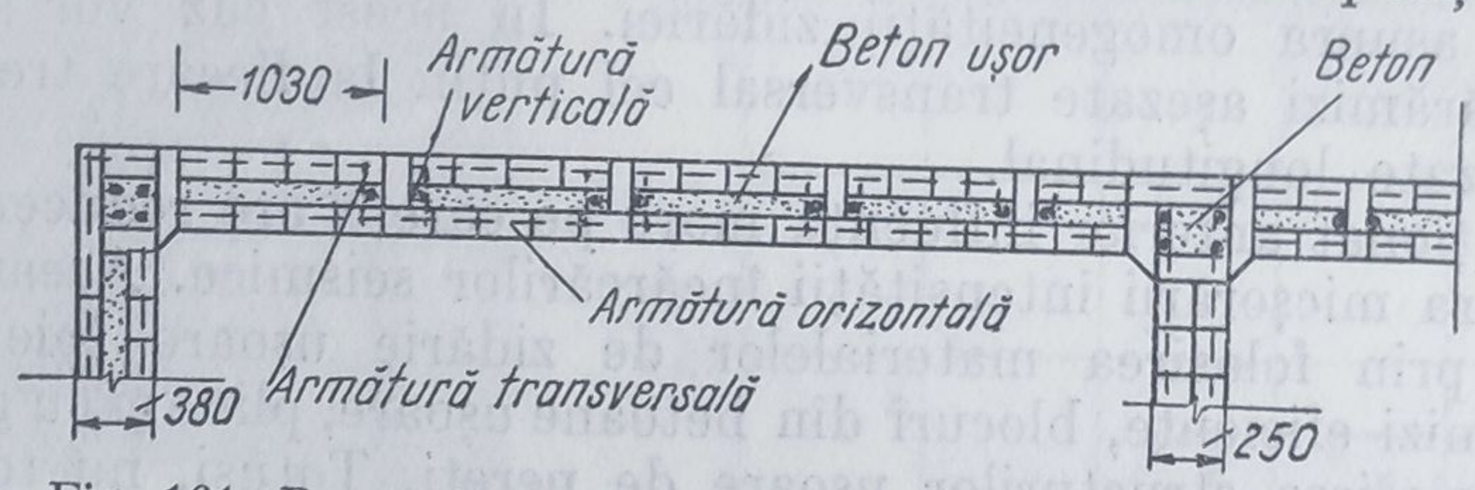


Fig. 161. Perete din zidărie ușoară cu strat interior de beton monolit.

șeele unui mare spital din Decca, precum și la clădirea reședinței permanente a guvernului, la clădirile universității și băncii, la clădirile comerciale etc. pe întregul teritoriu al Indiei. Pe timpul executării acestor clădiri ele au suferit șocuri seismice puternice; așa cum s-a arătat într-o serie de comunicări, construcțiile din zidărie armată au prezentat o bună rezistență la cutremur, în timp ce alte construcții au fost distruse. În consecință, chiar în astfel de regiuni cu grad mare de seismicitate, cum este Kwetta, zidăria de cărămidă armată își găsește o largă întrebuințare".

În străinătate, pentru executarea clădirilor rezistente la cutremur din zidărie armată longitudinal, se folosește pe scară mare cărămida de formă specială (fig. 162). Această cărămidă permite o așezare convenabilă a armă-

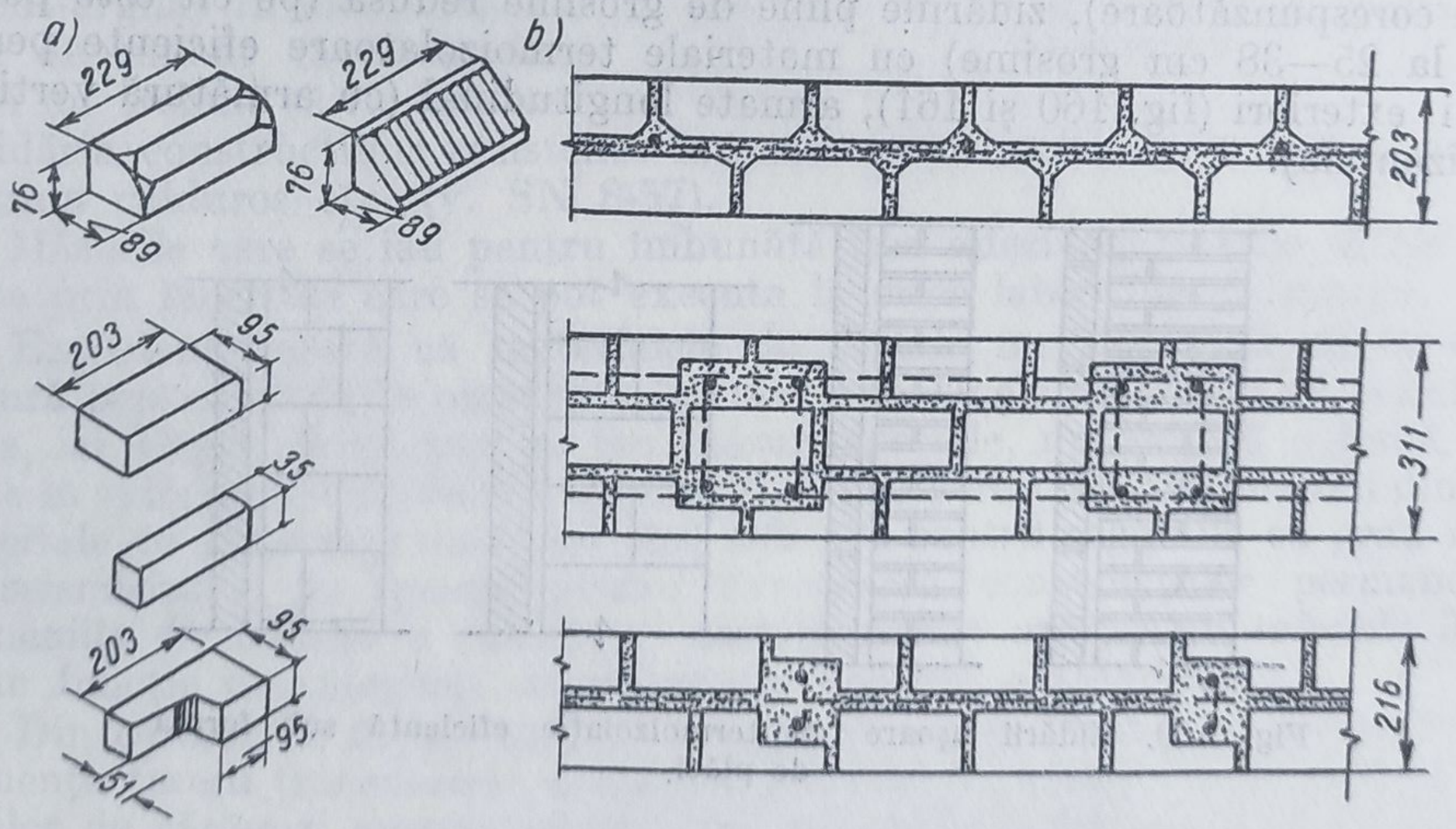


Fig. 162. Folosirea cărămizilor de formă specială pentru executarea zidăriei cu armătură verticală și orizontală :
a — tipuri de cărămizi; *b* — zidărie armată (plan).

turii verticale în golurile din interiorul zidăriei, fără a complica munca zidarului. În toate cazurile, pe lîngă armătura orizontală, se prevede și armătură verticală. Zidăria se execută cu mortar de consistență foarte mică, ceea ce asigură o bună adeziune cu cărămida. În același scop, pe anumite porțiuni de pe suprafața cărămizii se prevăd striuri sau alte profile care

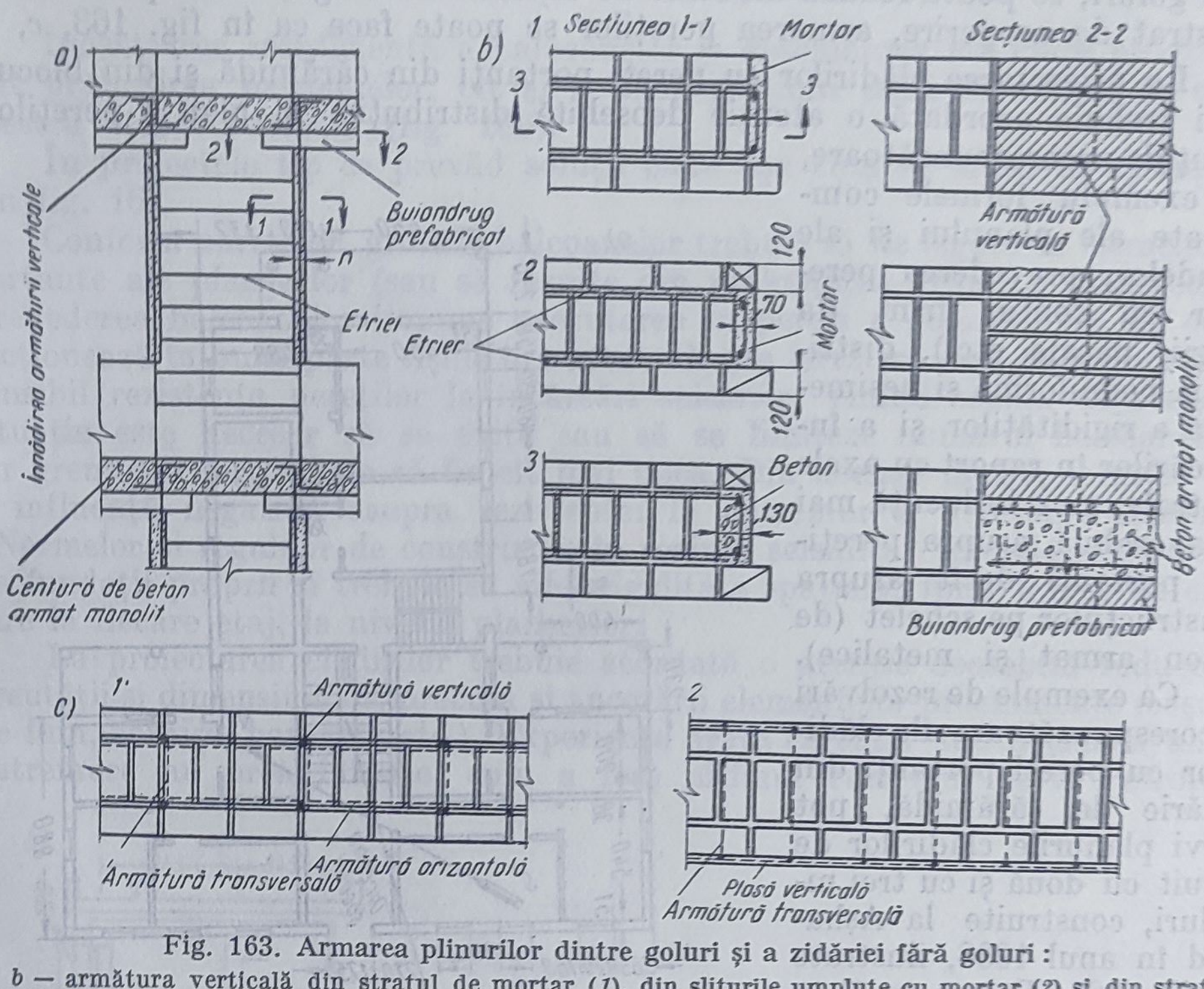


Fig. 163. Armarea plinurilor dintre goluri și a zidăriei fără goluri :
a, *b* — armătura verticală din stratul de mortar (*1*), din șlițurile umplute cu mortar (*2*) și din stratul de beton (*3*); *c* — armarea porțiunilor de pereți fără goluri, prin așezarea armăturii în interiorul și la exteriorul pereților.

măresc suprafața de adeziune și permit împănarea mortarului în cărămidă, în zona de contact cu aceasta. Toate aceste măsuri măresc considerabil capacitatea portantă a zidăriei, care capătă o rezistență superioară la compresiune, la întindere (axială și din încovoiere) și la lunecare.

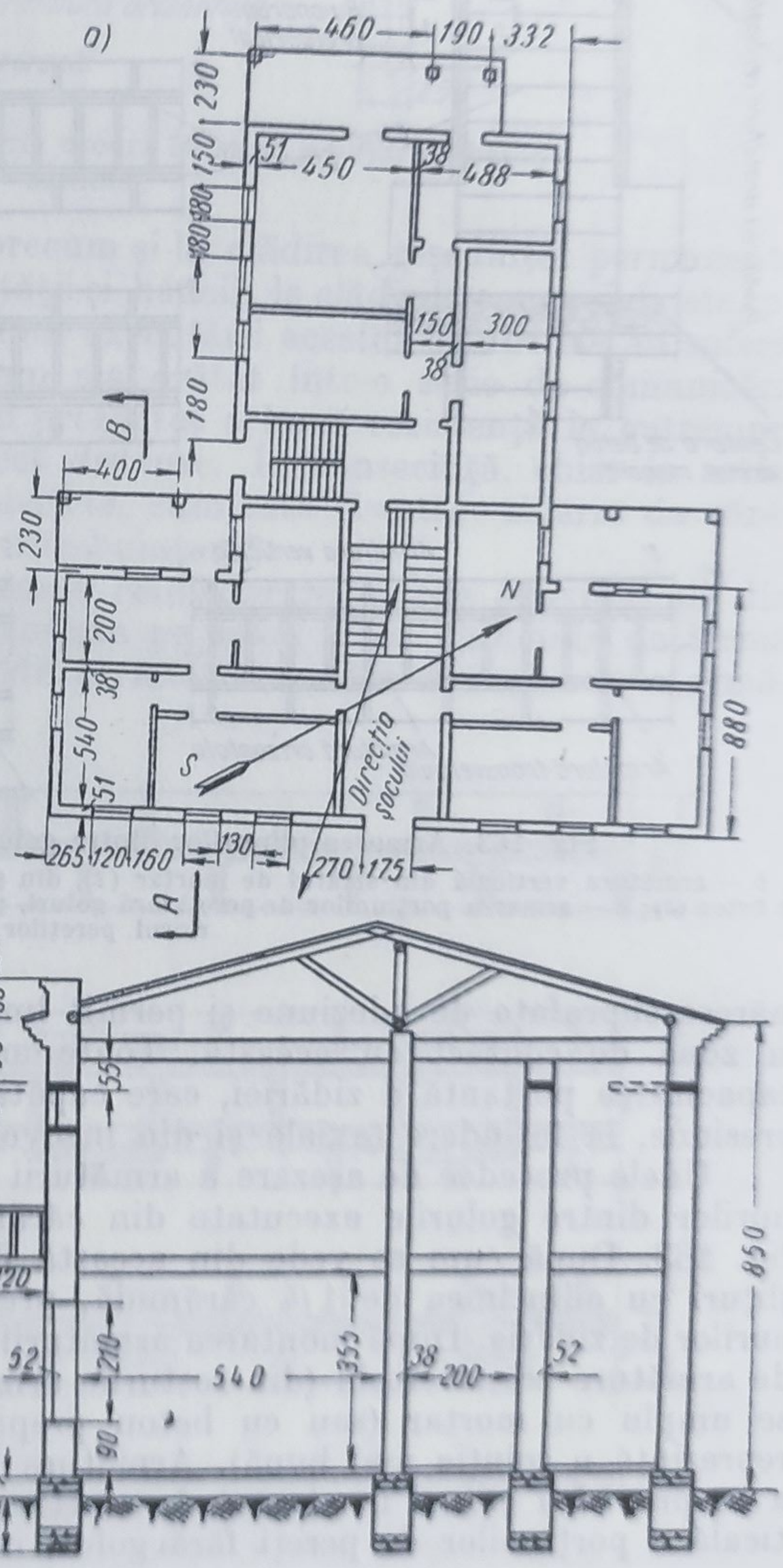
Unele procedee de așezare a armăturii verticale pentru consolidarea plinurilor dintre golurile executate din cărămidă obișnuită, sînt ilustrate în fig. 163. După cum se vede din această figură, armătura se introduce în șlițuri cu adîncimea de 1/4 cărămidă, prevăzute pe fețele laterale ale plinurilor de zidărie. După montarea armăturii verticale și după legarea acesteia de armătura transversală (din rosturile orizontale ale zidăriei), aceste șlițuri se umplu cu mortar (sau cu beton preparat cu agregat mărunt, ceea ce reprezintă o soluție mai bună). Armătura verticală se poate monta și fără a se prevedea șlițuri în stratul de mortar, ca în fig. 163, *b*. Armarea verticală a porțiunilor de pereți fără goluri implică dificultăți mult mai mari.

În acest caz, atunci cînd nu se dispune de cărămizi speciale, apar dificultăţi la realizarea ţeserii, apare necesitatea de a folosi cantităţi mari de fracţiuni de cărămizi. Ţinînd seamă de aceste dificultăţi, armătura verticală trebuie recomandată în primul rînd pentru consolidarea plinurilor dintre goluri, limitînd folosirea ei la pereţii fără goluri. În cazurile în care, la pereţii fără goluri, se poate realiza un strat de tencuială mai gros care poate servi ca strat de acoperire, armarea pereţilor se poate face ca în fig. 163, *c*, 2.

La proiectarea clădirilor cu pereţi portanţi din cărămidă şi din blocuri mici trebuie acordată o atenţie deosebită distribuţiei în plan a pereţilor. Soluţiile necorespunzătoare, de exemplu formele complicate ale planului şi ale faţadelor, prevederea pereţilor cu contur frînt (la loggii, pasaje etc.), distribuţia neuniformă şi nesimetrică a rigidităţilor şi a încărcărilor în raport cu axele centrale, au o influenţă mai nefavorabilă asupra pereţilor portanţi decît asupra construcţiilor pe schelet (de beton armat şi metalice).

Ca exemple de rezolvări necorespunzătoare ale clădirilor cu pereţi portanţi din zidărie de cărămidă, pot servi planurile clădirilor de locuit cu două şi cu trei niveluri, construite la Aşhabad în anul 1938, ilustrate în fig. 164. Forma în Г în plan a tronsonului central al clădirii cu trei niveluri şi forma în T a planului (nedivizat în tronsoane dreptunghiulare) a clădirii cu două niveluri, au fost cauzele principale ale distrugerilor suferite de aceste clădiri în timpul cutremurului de gradul 9 din anul 1949 [13].

Distrugerile suferite de tronsonul central al primei clădiri sînt arătate în fig. 165.



În prezent, normele interzic bovindourile, iar deschiderea balcoanelor se limitează astfel:

în cazul seismicității de calcul de gradul 7 1,5 m;
în cazul seismicității de calcul de gradul 8 1,25 m;
în cazul seismicității de calcul de gradul 9 1,0 m.

Încastrarea insuficientă a balcoanelor și deschiderea lor mare provoacă atît prăbușirea balcoanelor, cît și a unor porțiuni mari de zidărie în care acestea sînt încastrate (fig. 166).

În proiectele tip se prevăd soluții clare așa cum se arată în exemplul din fig. 167.

Conform normelor, grinzile balcoanelor trebuie să fie legate de elementele portante ale planșeelor (sau să rezulte din prelungirea grinzilor planșeelor). Prevederea balcoanelor impune executarea în pereți a golurilor de uși care secționează în bună parte fîșiile orizontale dintre ferestre, ceea ce micșorează sensibil rezistența pereților la încărcări seismice. Ținînd seamă de această situație este necesar să se evite sau să se limiteze numărul balcoanelor, iar greutatea lor trebuie să fie cît mai mică. Din același motiv, terasele au o influență negativă asupra rezistenței la cutremur a pereților. Conform „Normelor și regulilor de construcție în regiuni seismice“ terasele se execută pe fundații proprii și trebuie să aibă rigiditate spațială, fiind legate de clădire la fiecare etaj, la nivelul planșeelor.

La proiectarea clădirilor trebuie acordată o atenție deosebită reducerii greutății și dimensiunilor, precum și ancorării elementelor proeminente (coșuri de fum, cornișe, parapete etc.). Experiența arată că chiar sub acțiunea unor cutremure nu prea intense, cum a fost ultimul cutremur de la Petropa-

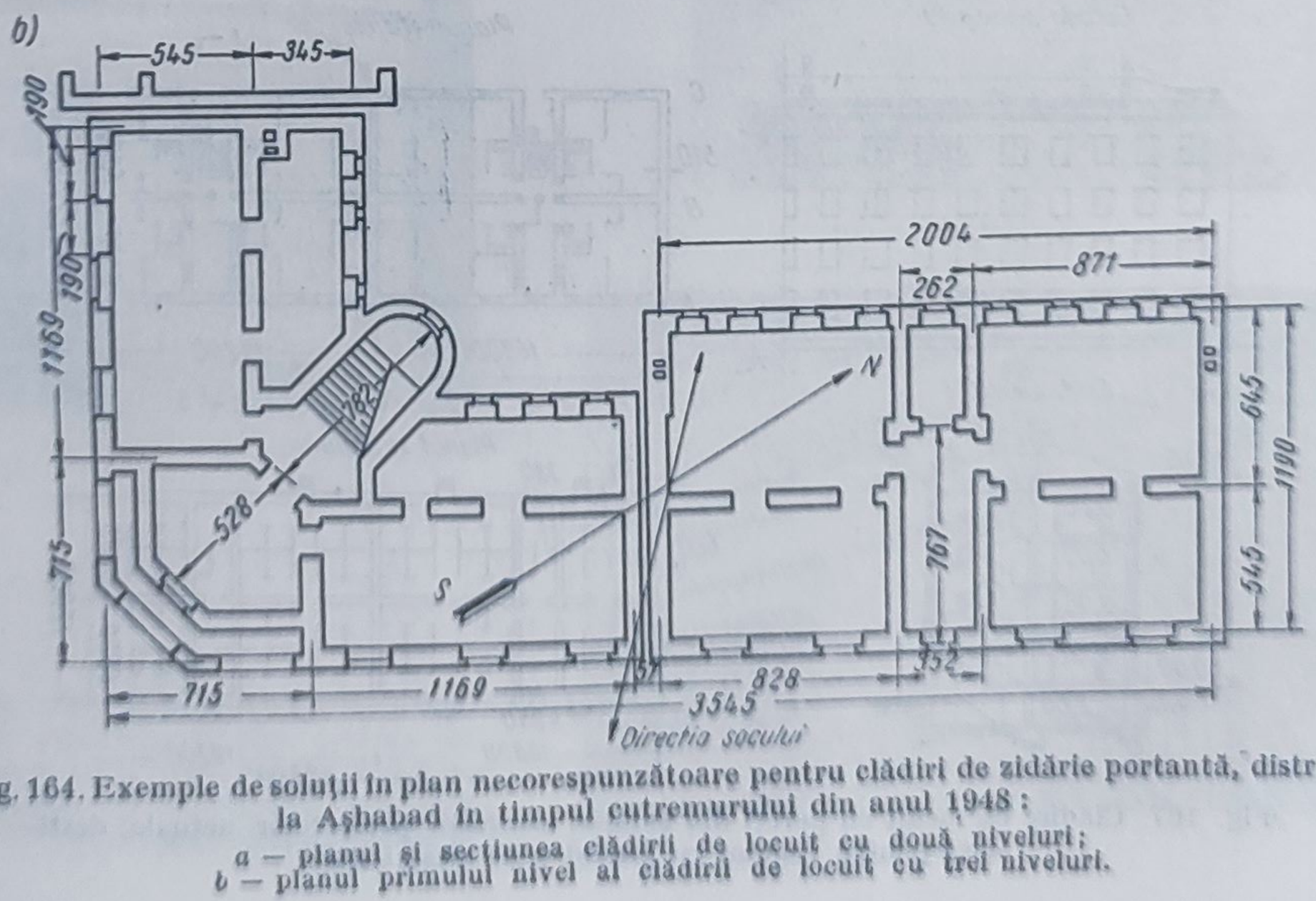


Fig. 164. Exemple de soluții în plan necorespunzătoare pentru clădiri de zidărie portantă, distruse la Așhabad în timpul cutremurului din anul 1948:
a — planul și secțiunea clădirii de locuit cu două niveluri;
b — planul primului nivel al clădirii de locuit cu trei niveluri.

Fig. 165. Prăbuşirea peretelui semicircular în plan al casei scării clădirii din fig. 164, *b* [13].

Fig. 166. Prăbuşirea unui balcon în timpul cutremurului de la Aşhabad, 1948 [13].

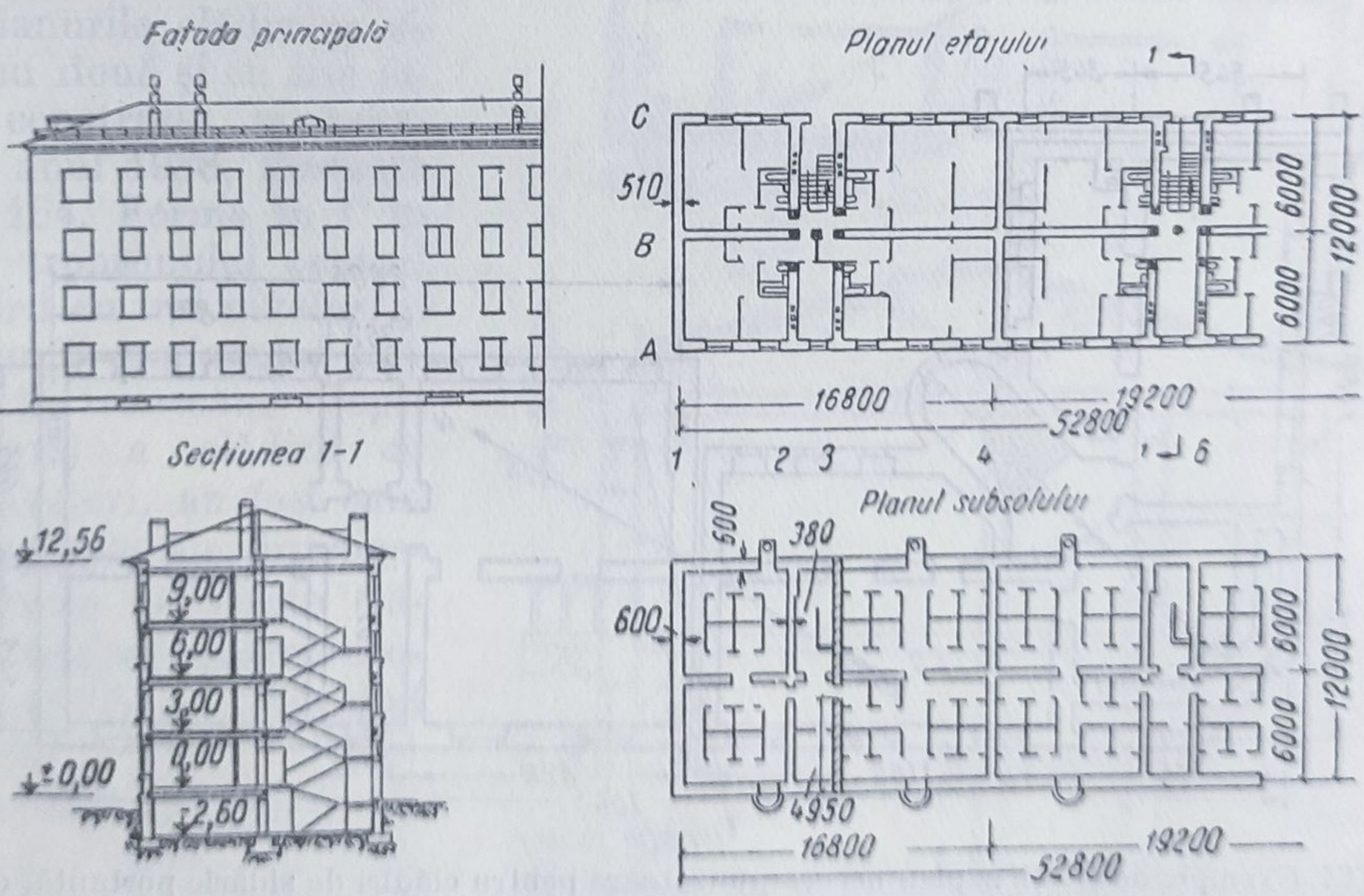
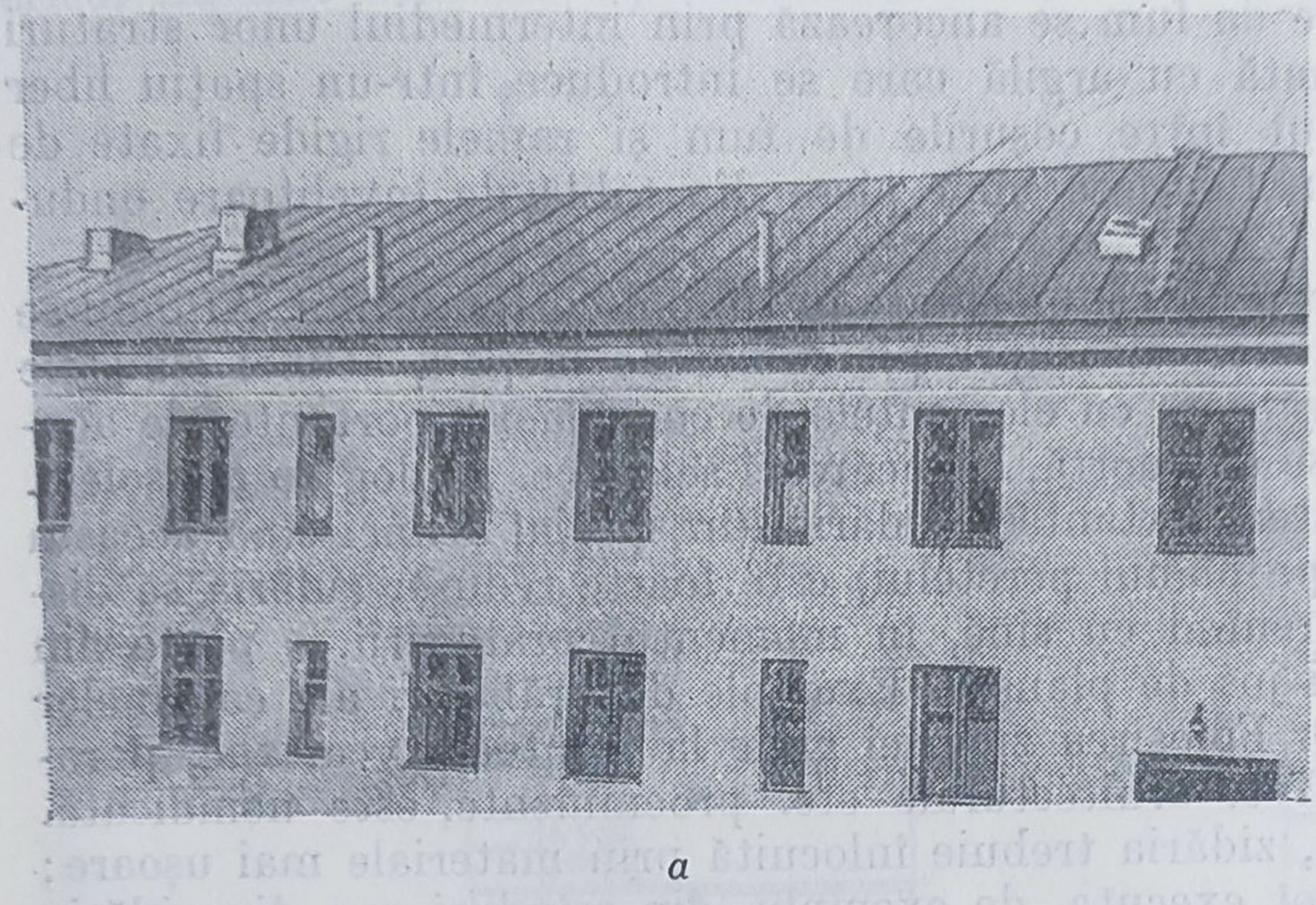


Fig. 167. Clădire de locuit cu pereţi din zidărie, conform proiectelor actuale, destinată pentru regiuni cu gradul 8 de seismicitate.

vlovsk-Kamciatsk (fig. 168), execuția necorespunzătoare a elementelor proeminente amintite atrage după sine atît prăbușirea lor, cît și degradarea unor porțiuni mari de pereți.

Cornișele și parapetele trebuie să aibă dimensiuni reduse și o greutate cît mai mică (cornișele trebuie să fie din lemn sau din plăci subțiri de beton armat, iar parapetele trebuie să fie executate sub formă de grilaje metalice etc.). În cazul în care pentru executarea parapetelor se folosește zidăria de că-



a

b

c

d

Fig. 168. Degradările și prăbușirile coșurilor de fum (*a*), ale parapetelor (*b* și *d*), ale cornișelor (*c*) produse de cutremurul din anul 1959 la Petropavlovsk-Kamciatsk.

rămidă, aceasta trebuie să fie armată, în mod obligatoriu. Coșurile de fum și sobele înalte trebuie să fie întărite cu carcase metalice confecționate din oțel cornier sau cu manșoane din tablă de învelitoare. La nivelul planșeelor și al invelitorii, coșurile de fum se ancorează prin intermediul unor straturi elastice (pîslă impregnată cu argilă care se introduce într-un spațiu liber de 12—15 cm prevăzut între coșurile de fum și ramele rigide fixate de planșee și căpriori, prin folosirea unor piese din tablă de învelitoare ondulată etc.).

Calcanele suferă degradări importante în timpul cutremurului. Aflîndu-se la o înălțime destul de mare deasupra planșeelor de la pod, atunci cînd ele au legături necorespunzătoare cu elementele de construcție portante ale acoperișului, acești pereți se comportă, la încărcări seismice, analog cu consolele. În consecință, capacitatea portantă a zidăriei (în special atunci cînd aceasta se deformează normal pe planul peretelui) este foarte redusă, zidăria se distruge cu ușurință, antrenînd cu sine, în momentul prăbușirii, o parte din pereții care se află mai jos de planșee. Exemple de prăbușiri ale calcanelor sînt arătate în fig. 169. Folosirea zidăriei grele la frontoane, calcane, parapete, elemente decorative, arhitecturale etc. proeminente, este neindicată. Pentru aceste elemente, zidăria trebuie înlocuită prin materiale mai ușoare; calcanele pereților se pot executa, de exemplu, din scînduri sau din zidărie ușoară, armată longitudinal. În această privință, soluția optimă o constituie acoperișurile plane. Ele permit evitarea calcanelor și asigură o rezolvare corespunzătoare a cornișei (chiar dacă aceasta are deschidere mare).

Fig. 169. Exemple de prăbușiri de calcane.

În fig. 170 și 171 se dau exemple de soluții de cornișe, parapete și calcane, prevăzute în proiectele tip de clădiri de locuit și de clădiri publice.

Învelitorile clădirilor trebuie să fie cît mai ușoare (din azbociment sau din tablă de învelitoare); nu se recomandă învelitori de țiglă. Elementele portante ale acoperișurilor trebuie să fie proiectate astfel, încît să nu transmită împingeri orizontale la pereți și să aibă totodată o rigiditate spațială corespunzătoare. Soluțiile constructive de acoperișuri nu diferă de cele ale clă-

dirilor care se execută în zone neseismice, însă toate nodurile de la îmbinările căpriorilor, diagonalelor etc., trebuie consolidate cu eclise de lemn sau prin alte procedee. Degradarea nodurilor în timpul cutremurului prezintă pericol nu atît datorită faptului că poate provoca prăbușirea acoperișului,

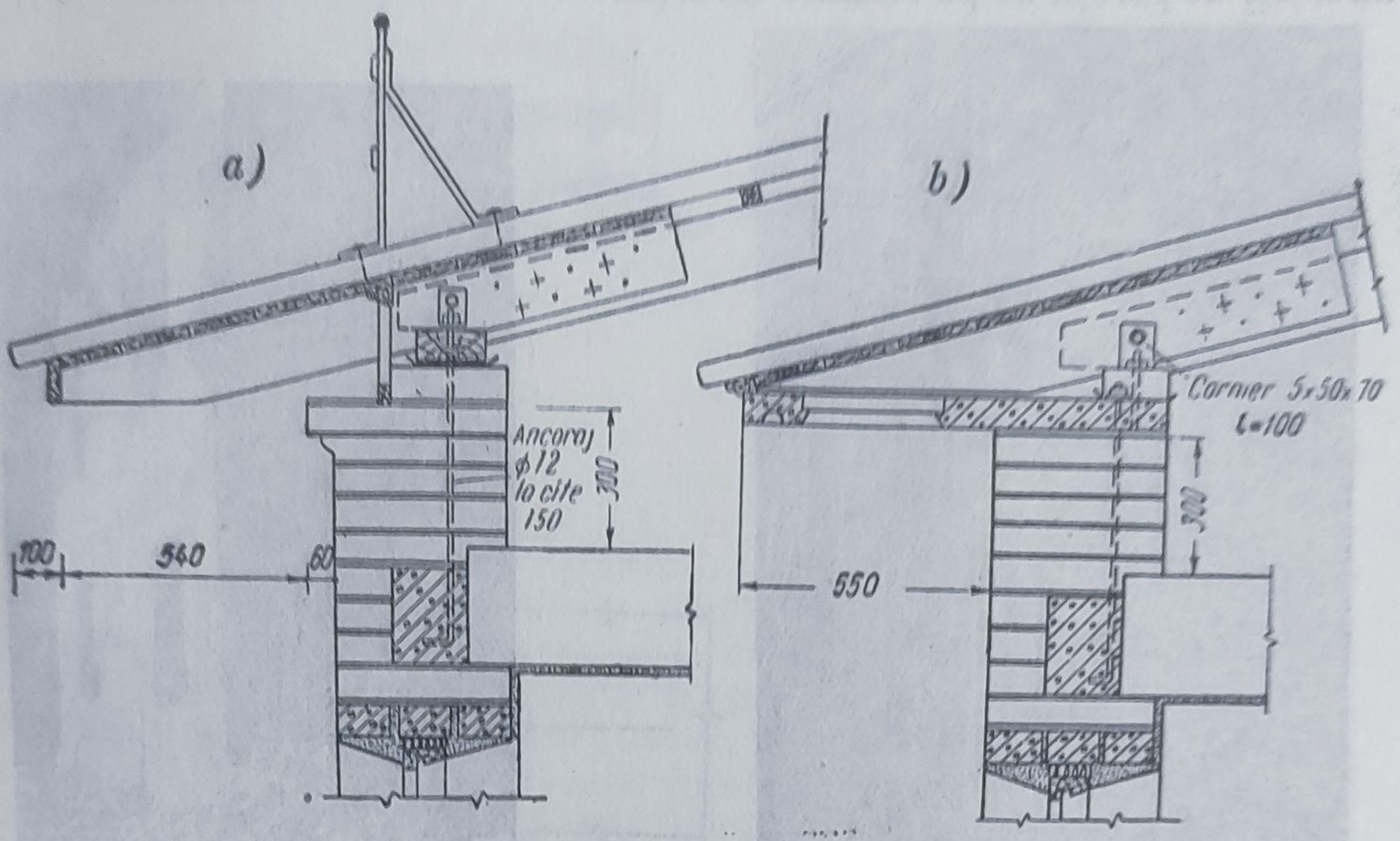


Fig. 170. Exemple de realizare a cornișelor:
a — cornișă de lemn; *b* — cornișă din plăci prefabricate de beton armat.

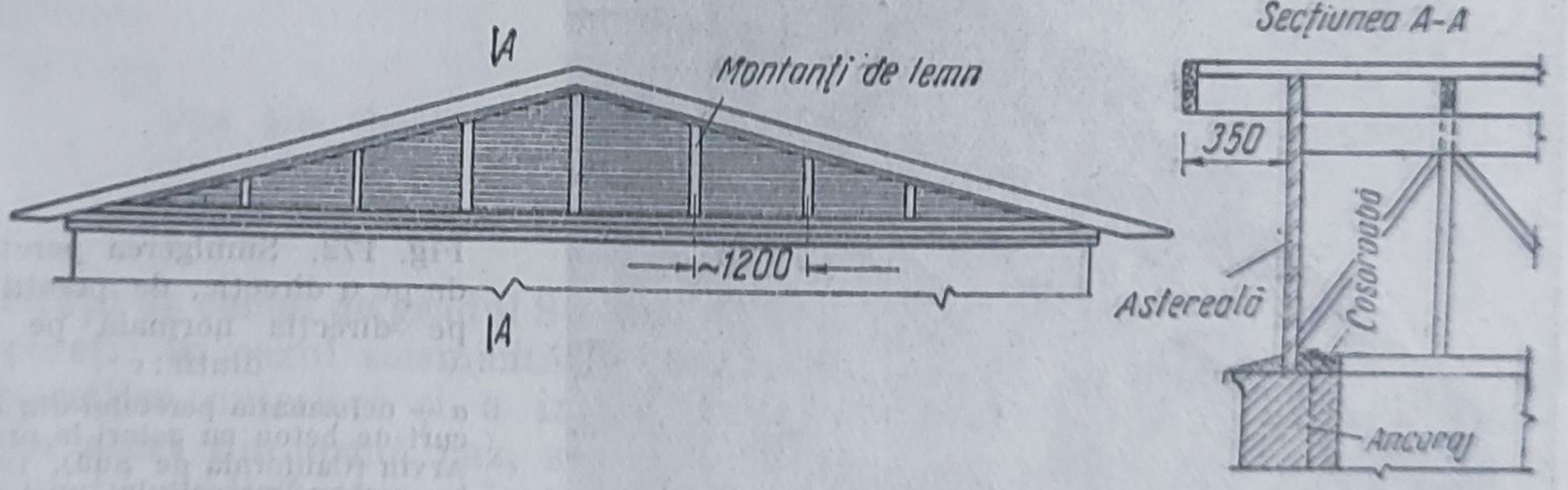
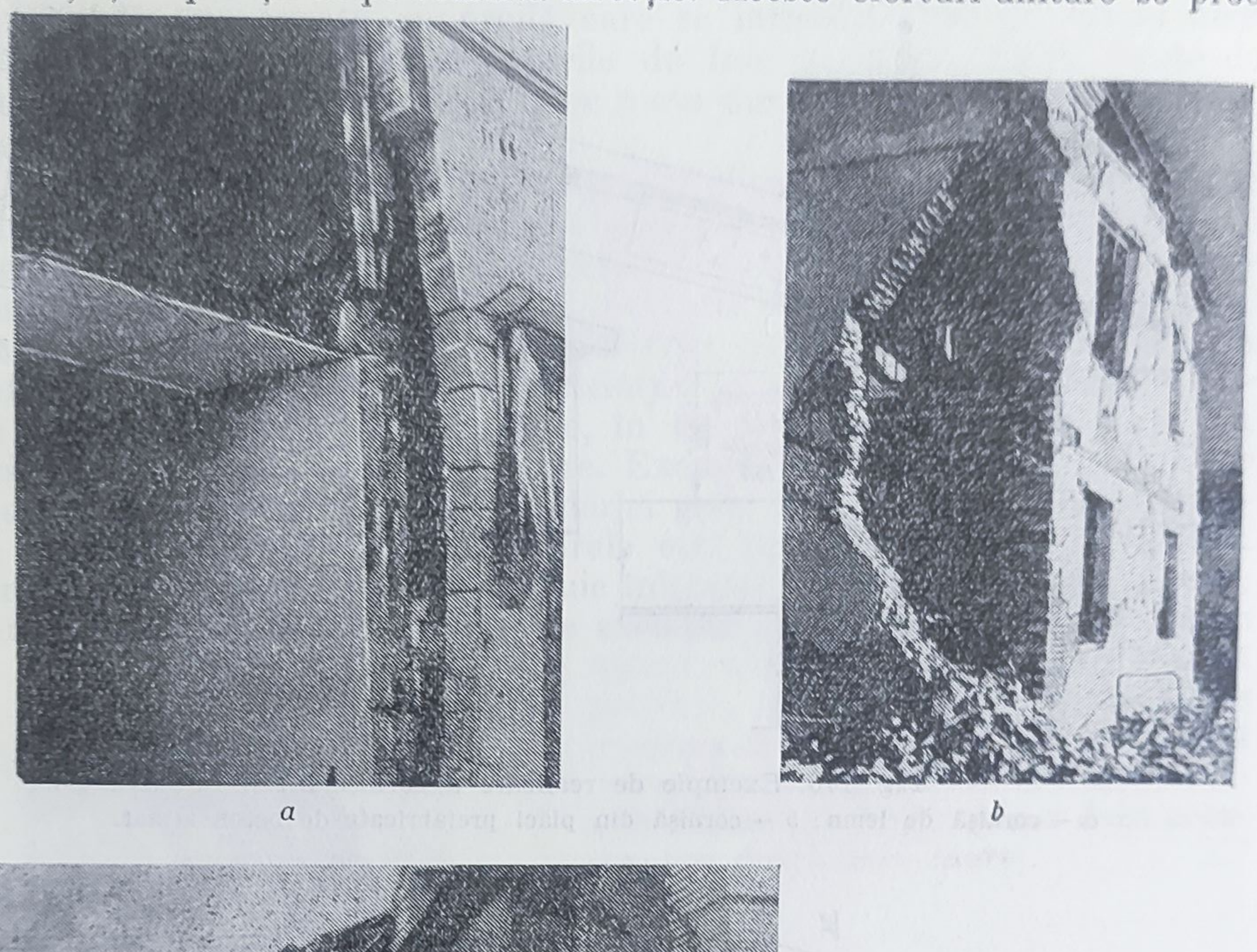


Fig. 171. Exemplu de execuție a unui calcan.

cît datorită posibilității de a se produce împingeri orizontale care la rîndul lor pot provoca răsturnarea pereților. Din acest motiv, executarea acoperișurilor fără pod (cu pantă cau orizontale) constituie o soluție mai indicată.

Elémentele de construcție portantè trebuie să fie bine ancorate în pereți. În acest scop, grinzile de centură se ancorează în zidărie și se solidarizează între ele în lungul lor și la colțuri. Totodată, colțurile trebuie să fie rigidizate. Nu se admite folosirea stîlpilor din zidărie de cărămidă peste planșeul de la pod, în scopul rezemării șarpantei; în urma deformațiilor elementelor acoperișului, stîlpii se răstoarnă, provocînd prăbușirea acestuia.

Așa cum s-a menționat anterior, porțiunile vulnerabile ale clădirilor, în timpul cutremurului, sînt îmbinările dintre pereții longitudinali și transversali (fig. 172). În dreptul acestor îmbinări se produc concentrări de eforturi unitare, ceea ce atrage după sine forfecarea și smulgerea pereților de pe o direcție, de pereții de pe cealaltă direcție. Aceste eforturi unitare se produc



a *b*

c

Fig. 172. Smulgerea pereților de pe o direcție, de pereții de pe direcția normală pe cea dintîi:

a — deformația peretelui din blocuri de beton cu goluri în orașul Arvin (California de Sud), 1952; *b* — prăbușirea colțului unei clădiri din zidărie de cărămidă, Așhabad, 1948; *c* — prăbușirea peretelui longitudinal, Așhabad, 1948 [13.]

atît atunci cînd pereții se deformează în planul lor, cît și în cazul cînd forțele seismice se aplică normal pe planul pereților. Pentru a se asigura o legătură mai bună între pereții orientați diferit se prevăd plase metalice orizontale în formă de Г (la colțuri) și în formă de T (la intersecții).

Conform SN 8-57, colțurile și intersecțiile la clădirile cu pereți de zidărie sau de beton se armează cu oțel-beton Ø 5—8 mm, care se introduce în

rosturile orizontale ale zidăriei la cîte 15—20 cm interval pe grosime și la cîte 50—70 cm pe înălțimea pereților și se încastrează de o parte și de alta a intersecției axelor pereților, pe cîte 1,2—1,5 m; armarea se poate face și cu oțel lat (cîte două bucăți la fiecare intersecție). În cazul seismi-

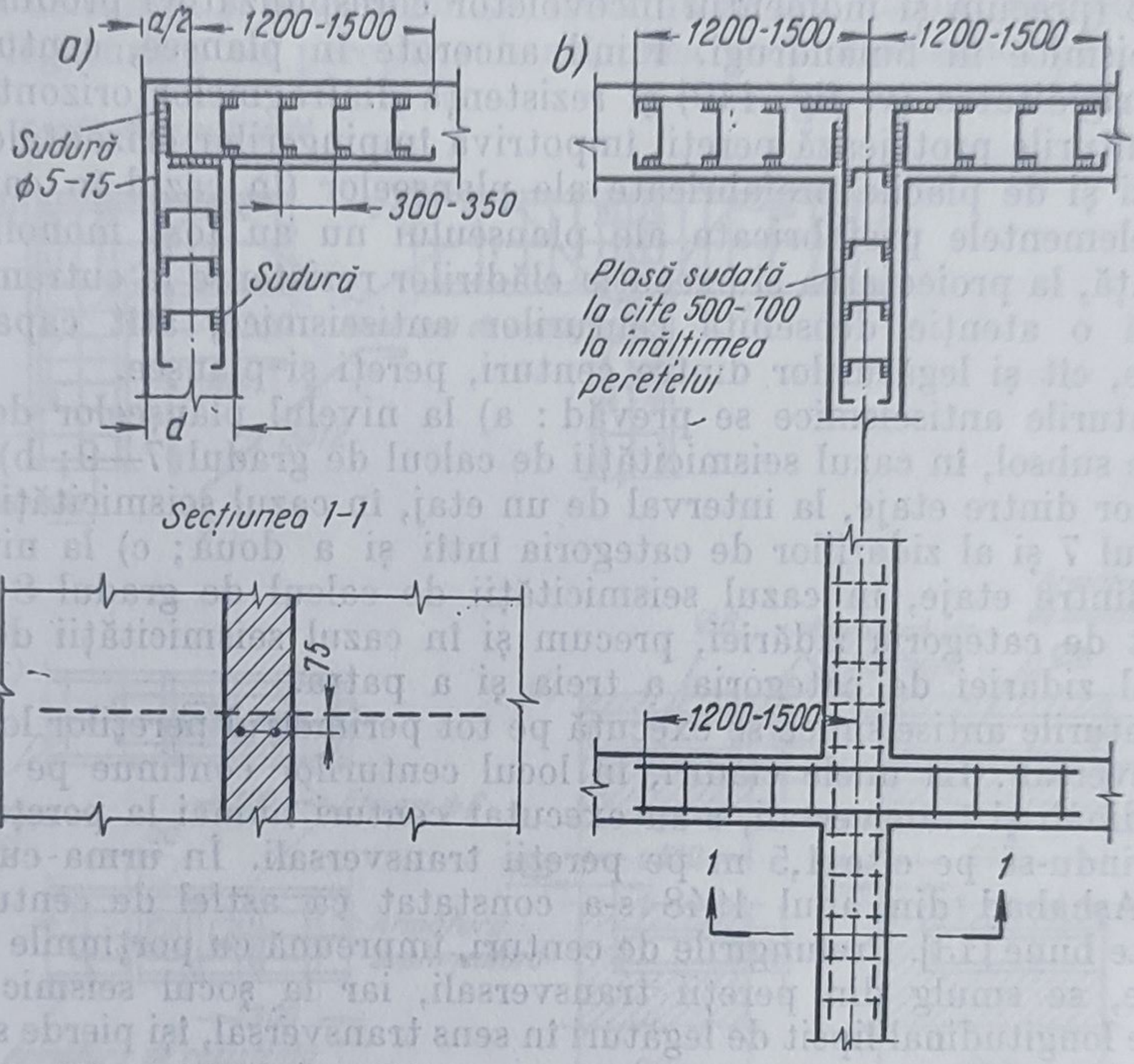


Fig. 173. Detalii de consolidare a zidăriei la îmbinările între pereții longitudinali și transversali:
a — la colțuri; *b* — la intersecții.

cității de calcul de gradul 8—9 se prevede armătură la toate îmbinările dintre pereți; în cazul seismicității de gradul 7, se recomandă armarea colțurilor pereților exteriori și a intersecțiilor dintre pereții interiori și exteriori. În acest din urmă caz, se poate renunța la armare la intersecțiile dintre pereții clădirilor neetajate a căror înălțime nu depășește 5 m. Atunci cînd se folosesc mortare marca 10, pentru evitarea coroziunii, armăturile se acoperă cu lapte de ciment.

Detaliile de armare a îmbinărilor dintre pereți, adoptate în actualele proiecte tip, sînt ilustrate în fig. 173.

Legăturile dintre pereți se asigură, pe lîngă armarea cu plase, prin centuri antiseismice orizontale, din beton armat (uneori aceste centuri se execută din zidărie de cărămidă armată sau din zidărie din blocuri mici, de asemenea armată) *).

*) Propunerea de a se îmbunătăți rezistența la cutremur a clădirilor, prin prevederea centurilor de beton armat, aparține acad. K. S. Zavriev.

Centurile antiseismice au un rol important în îmbunătățirea rezistenței la cutremur a clădirii. Așa cum s-a arătat anterior, ele asigură legăturile dintre pereții situați pe direcții diferite, întăresc zidăria care se deformează în planul peretelui, împiedicînd dezvoltarea fisurilor oblice și preluînd forțele tăietoare (precum și momentul încovoietor corespunzător) produse de încărcările seismice în buiandrugi. Fiind ancorate în planșee, centurile măresc sensibil rigiditatea (v. fig. 119) și rezistența diafragmelor orizontale ale clădirii. Centurile protejează pereții împotriva împingerilor orizontale exercitate de grinzi și de plăcile prefabricate ale planșeelor (în cazul în care rosturile dintre elementele prefabricate ale planșeului nu au fost monolitizate). În consecință, la proiectarea și execuția clădirilor rezistente la cutremur, trebuie acordată o atenție deosebită centurilor antiseismice, atît capacității lor portante, cît și legăturilor dintre centuri, pereți și planșee.

Centurile antiseismice se prevăd : a) la nivelul planșeelor de la pod și de peste subsol, în cazul seismicității de calcul de gradul 7—9; b) la nivelul planșeelor dintre etaje, la interval de un etaj, în cazul seismicității de calcul de gradul 7 și al zidăriilor de categoria întîi și a doua; c) la nivelul planșeelor dintre etaje, în cazul seismicității de calcul de gradul 8 și 9, independent de categoria zidăriei, precum și în cazul seismicității de gradul 7, în cazul zidăriei de categoria a treia și a patra.

Centurile antiseismice se execută pe tot perimetrul pereților longitudinali și transversali. La unele clădiri, în locul centurilor continue pe toți pereții longitudinali și transversali, s-au executat centuri numai la pereții exteriori, prelungindu-se pe cîte 1,5 m pe pereții transversali. În urma cutremurului de la Așhabad din anul 1948 s-a constatat că astfel de centuri nu dau rezultate bune [13]. Prelungirile de centuri, împreună cu porțiunile de zidărie aferente, se smulg din pereții transversali, iar la șocul seismic următor, peretele longitudinal lipsit de legături în sens transversal, își pierde stabilitatea și se prăbușește.

Atunci cînd planșeele sînt monolite și se încastrează pe contur în pereți, se poate renunța la centuri antiseismice speciale.

Conform SN 8-57, la pereți cu grosimi < 50 cm, centurile antiseismice trebuie să aibă lățimi egale cu grosimea pereților; la grosimi de pereți $\geqslant 50$ cm, lățimea centurilor poate fi mai mică decît grosimea peretelui, dar de minimum 38 cm. Înălțimea centurilor de beton armat, din beton cu marca de cel puțin 100, trebuie să fie de cel puțin 12 cm; înălțimea centurilor din zidărie armată de cărămidă, trebuie să fie egală cu cel puțin cinci rînduri de zidărie, iar înălțimea centurilor din zidărie armată din blocuri mici, cînd înălțimea rîndului de zidărie este sub 26 cm, trebuie să fie de cel puțin două rînduri de zidărie; atunci cînd înălțimea rîndului de zidărie este de peste 25 cm, înălțimea centurii se ia egală cel puțin cu un rînd de zidărie.

Secțiunile minime ale armăturii din oțel marca St. 3 ale centurilor se iau după cum urmează : la pereți cu grosimea < 60 cm de 4,5 cm^2; la pereți cu grosimea $\geqslant 60$ cm de 6,8 cm^2. În cazul folosirii oțelurilor de alte mărci se admite modificarea secțiunii armăturii în raport cu rezistența sa de calcul.

Barele armăturii longitudinale a centurilor de beton armat se leagă prin etrieri din oțel-beton Ø 4—6 mm, la distanțe de 25—40 cm. Se recomandă ca la nodurile centurilor să se prevadă diagonale (în plan orizontal). Centurile de la nivelul planșeului de la pod nu sînt comprimate de greutatea pereților de deasupra și în consecință, dacă nu se iau măsuri speciale pentru asigurarea legăturilor cu pereții, sub acțiunea șocului seismic, pot fi depla-

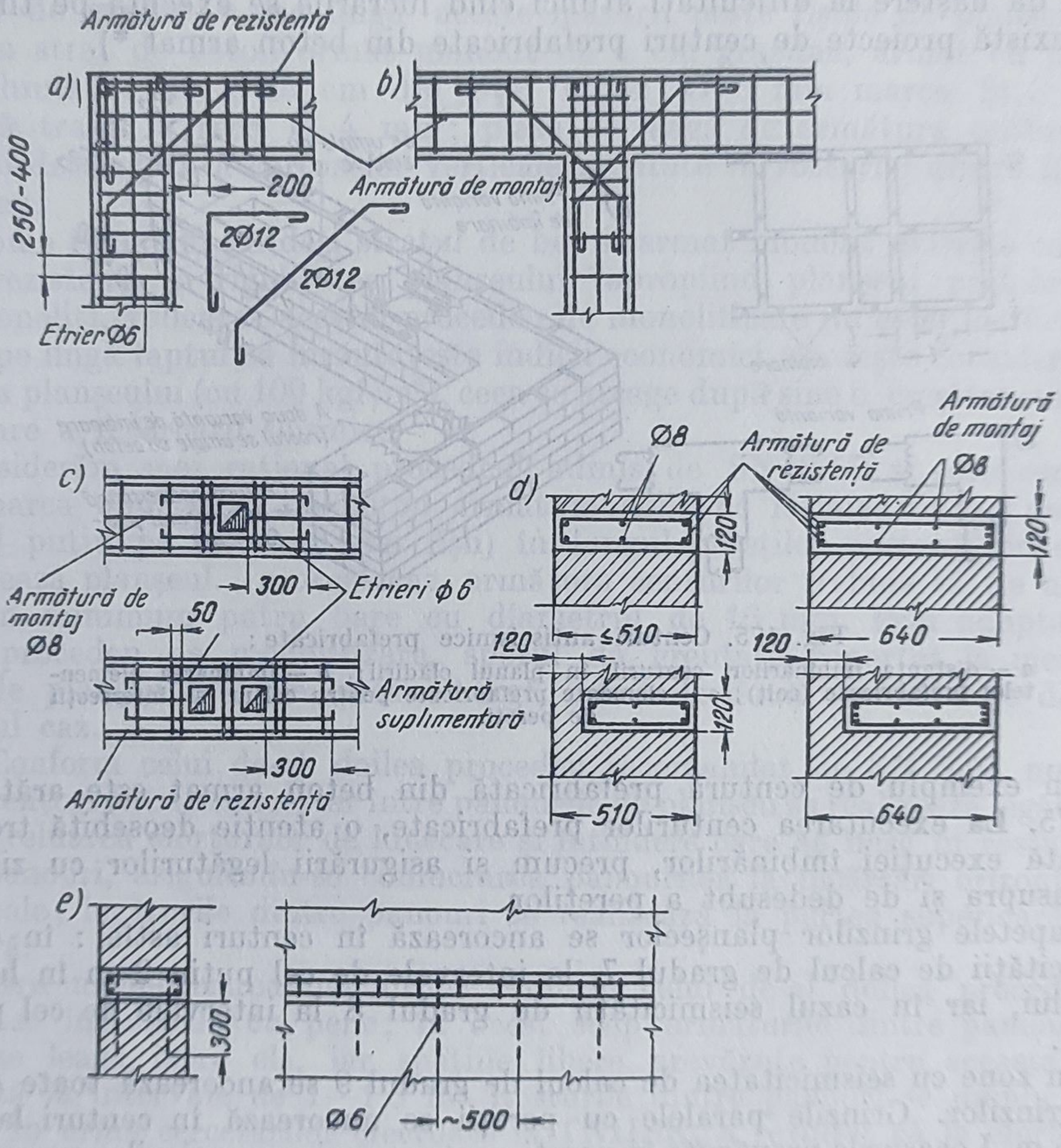


Fig. 174. Detalii de centuri antiseismice :

a — colțul clădirii; *b* — îmbinarea între peretele exterior și interior; *c* — în porțiunile în care sînt prevăzute canale; *d* — secțiuni de centuri corespunzătoare diferitelor grosimi ale zidurilor; *e* — prinderea centurii de zidăria pe care reazemă aceasta.

sate în planul de contact cu zidăria. Pentru a se evita acest lucru, se recomandă ca în centuri să se lase mustăți de 25—30 cm, deasupra și dedesubtul centurii, la intervale de aproximativ 50 cm în lungul peretelui. Mustățile pot fi înlocuite prin legături cu pene; în acest scop, în zidăria de sub centură se prevăd goluri avînd în plan 14 × 14 cm și 30 cm adîncime, care se umplu cu beton o dată cu turnarea centurii și în care se introduc armături verticale.

Atunci cînd centura antiseismică îndeplinește și rolul buiandrugilor, se prevăd armături suplimentare pentru preluarea încărcărilor verticale. Centurile se întăresc cu armături suplimentare și în dreptul secțiunilor slăbite datorită coșurilor de fum, canalelor de ventilație etc. Detalii de centuri antiseismice din beton armat monolit se dau în fig. 174.

În prezent, în scopul reducerii volumului de beton armat monolit, a cărui folosire dă naștere la dificultăți atunci cînd lucrările se execută pe timp de iarnă, există proiecte de centuri prefabricate din beton armat *).

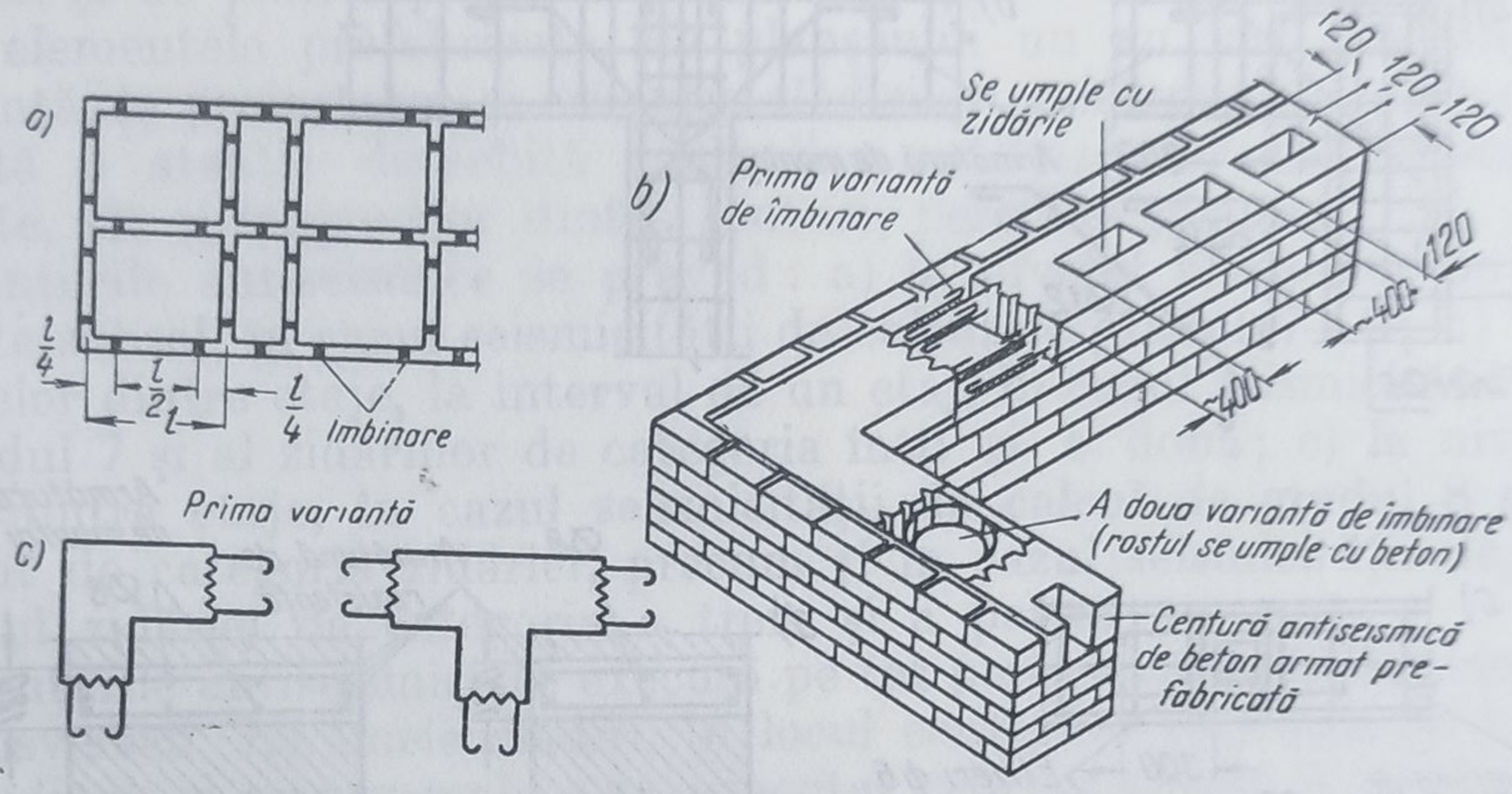


Fig. 175. Centuri antiseismice prefabricate:
a — distanța îmbinărilor centurii în planul clădirii; *b* — îmbinarea elementelor prefabricate (colț); *c* — elemente prefabricate pentru colțuri și intersecții de pereți.

Un exemplu de centură prefabricată din beton armat este arătat în fig. 175. La executarea centurilor prefabricate, o atenție deosebită trebuie acordată execuției îmbinărilor, precum și asigurării legăturilor cu zidăria de deasupra și de dedesubt a pereților.

Capetele grinzilor planșeelor se ancorează în centuri astfel: în cazul seismicității de calcul de gradul 7, la intervale de cel puțin 2 m în lungul peretelui, iar în cazul seismicității de gradul 8 la intervale de cel puțin 1,5 m.

În zone cu seismicitatea de calcul de gradul 9 se ancorează toate capetele grinzilor. Grinzile paralele cu pereții se ancorează în centuri la cîte 1—1,5 m. Locașurile prevăzute în pereți pentru rezemarea grinzilor se execută la intervale de minimum 80 cm; dacă rezemarea grinzilor se face la intervale mai mici, aceasta provoacă slăbirea zidăriei și micșorează rezistența pereților. Plăcile planșeelor monolite de beton armat se încastrează în pereți pe tot perimetrul planșeelor și pe toată grosimea; la pereții exteriori, încastrarea lor se face pe grosimea pereților mai puțin 12 cm pentru stratul exterior termoizolator al zidăriei. Porțiunile de planșee monolite de beton

*)Ideia folosirii centurilor prefabricate din beton armat aparține lui A. L. Ciuraian; soluțiile constructive de centuri prefabricate au fost proiectate de A. I. Martenianov și alți specialiști.

armat încastrate pe contur, așa cum s-a arătat mai sus, îndeplinesc rolul centurilor antiseismice, la care în acest caz, se poate renunța.

Planșeele și acoperișurile prefabricate din beton armat se monolitizează. În acest scop, în SN 8-57 se recomandă două procedee:

1) Ancorarea planșeelor în centurile antiseismice și umplerea cu mortar de ciment a rosturilor dintre elementele prefabricate; în cazul seismicității de calcul de gradul 9, pe lîngă aceste măsuri, peste fîșiile de planșeu se toarnă un strat de beton armat monolit de 4 cm grosime, armat cu plase avînd ochiuri de 25 × 25 cm din oțel beton Ø 6 mm marca St.3 sau din sîrmă trasă la rece Ø 4 mm; plasa se leagă de armătura centurilor precum și de armătura carcaselor verticale montate în rosturile dintre fîșiile de planșeu.

Trebuie remarcat că deși stratul de beton armat monolit mărește considerabil rezistența și rigiditatea planșeului (apropiind planșeul prefabricat de cel monolit), aplicarea acestui procedeu de monolitizare nu este justificată, întrucît pe lîngă faptul că înrăutățește indicii economici, sporește considerabil greutatea planșeului (cu 100 kgf/m²), ceea ce atrage după sine o creștere corespunzătoare a încărcării seismice.

Considerăm mai rațional procedeul admis de SN 8-57 și care constă din turnarea unui strat de beton armat monolit pe lățimea de un metru (însă cel puțin pe lățimea unei fîșii) în lungul pereților portanți, în care se ancorează planșeul. În acest caz, armătura centurilor trebuie să fie alcătuită din minimum patru bare cu diametrul de 16 mm. Prin adoptarea acestui procedeu de monolitizare, sporul de greutate raportat la metrul pătrat de planșeu este de circa 50 kgf, adică de două ori mai mic decît în primul caz.

2) Conform celui de-al doilea procedeu recomandat de SN 8-57 nu se prevăd centuri antiseismice, iar între panourile de planșeu se realizează legături pentru preluarea eforturilor de lunecare și întindere care se nasc în rosturile dintre panouri, asigurîndu-se conlucrarea panourilor la încărcări orizontale și verticale; legăturile dintre panouri se realizează la partea superioară și inferioară.

Pentru monolitizarea panourilor conform celui de-al doilea procedeu, se folosesc îmbinările cu pene; în acest scop armăturile dintre panourile vecine se leagă între ele, iar spațiile libere prevăzute pentru aceasta se betonează la intervale de 1—1,5 m. Rosturile dintre panouri se umplu cu mortar. În urma cercetărilor efectuate la ȚNIISK, a rezultat că la eforturi unitare nu prea mari, suprafețele de rezemare ale penelor se deformează, iar rigiditatea planșeelor se micșorează sensibil. În consecință, folosirea penelor la intervale mari fără centuri antiseismice, nu dă rezultate satisfăcătoare. Cercetările amintite au dovedit că atunci cînd suprafața laterală a fîșiilor este striată, în urma umplerii rosturilor cu mortar sau cu beton, rezistența îmbinării la lunecare și întindere crește de circa două ori în comparație cu rezistența care se realizează în cazul fîșiilor cu suprafețe laterale netede.

Pereții neportanți și pereții despărțitori, care se neglijează în calculul rigidității tranversale a clădirii, pot avea dimensiunile stabilite pentru regiunile neseismice. În cazul seismicității de calcul de gradul 8 și 9, pereții despărțitori subțiri de zidărie (avînd grosimea pînă la 15 cm) se armează

la cel puțin 70 cm pe înălțime, secțiunea armăturii din fiecare rost fiind de minimum 0,2 cm².

Pereții despărțitori se solidarizează cu pereții portanți, iar atunci cînd au lungimea de peste 3 m și cu planșeele. Exemple de fixare a pereților despărțitori de pereții portanți și de planșee se dau în fig. 176 și 177. În cazul seismicității de calcul de gradul 9, pereții despărțitori sub formă de panouri mari se armează cu plase metalice sau cu carcase confecționate din șipci de lemn.

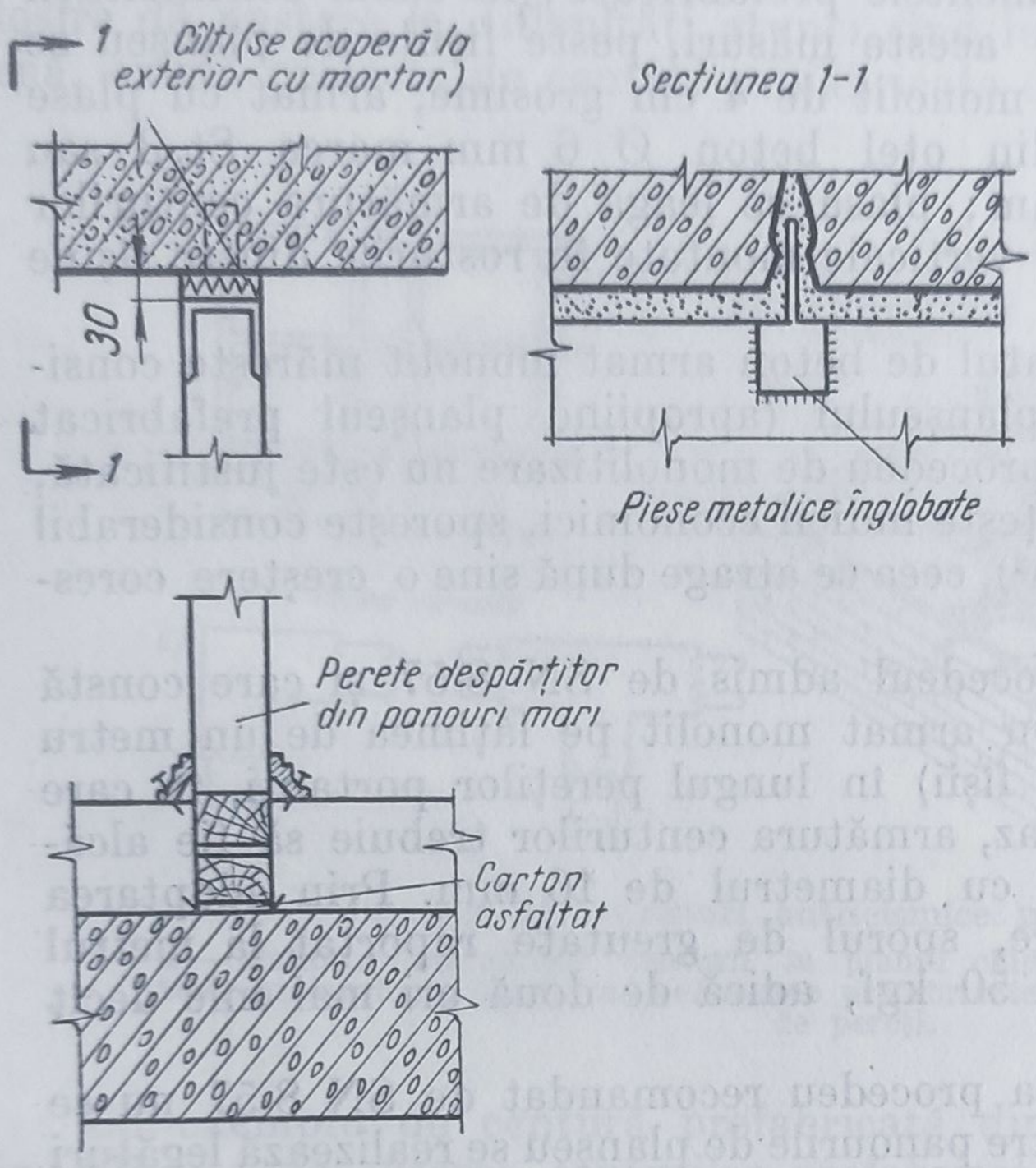


Fig. 176 și 177. Fixarea pereților despărțitori de pereți și planșee.

Toate elementele prefabricate ale scărilor se îmbină între ele prin sudarea pieselor înglobate și prin monolitizarea îmbinărilor cu beton sau mortar. În cazul seismicității de calcul de gradul 9, sub capetele grinzilor podestelor se introduc grinzi de distribuție, iar treptele se fixează în vanguri.

Așa cum a rezultat din experiența unui mare număr de cutremure, fundațiile și pereții subsolurilor se degradează mai puțin decît alte elemente de construcție sub acțiunea solicitărilor seismice; atunci cînd ele sînt proiectate și executate într-un mod corespunzător, se îmbunătățește rezistența la cutremur a pereților și a altor elemente de construcție ale clădirii.

În general, fundațiile pereților din zidărie portantă se fac continue. La executarea fundațiilor din blocuri mari, acestea se țes la fiecare rînd, precum și la toate colțurile și intersecțiile. Adîncimea țeserii trebuie să fie egală cel puțin cu 1/3 din înălțimea blocului. Blocurile se așază lipite între ele, iar rosturile verticale se umplu bine cu mortar. Măsurile care se adoptă pentru sporirea rezistenței la cutremur a fundațiilor depind de natura terenului de fundație și de seismicitatea de calcul a construcției (tabela 45).

În regiunile seismice, pentru fundații se folosesc aceleași materiale ca și în regiunile neseismice; se limitează doar folosirea pietrei de pavaj nesparte care se admite numai la clădirile neetajate, cu înălțimea pînă la 5 m și numai pentru seismicitatea de calcul de gradul 7.

Adîncimea de fundare, condiționată de rezistența la cutremur, se dă în tabela 46.

Atunci cînd pereții au fundații sub formă de stîlpi izolați, aceștia se leagă între ei; grinzile de fundație trebuie să fie continue, din beton armat, iar zidăria fundațiilor se execută cu mortar cu marca de minimum 25.

Tabela 45

Măsuri pentru îmbunătățirea rezistenței la cutremur a fundațiilor și pereților de la subsol

Terenul de fundație	Seismicitatea de calcul	Măsuri pentru îmbunătățirea rezistenței la cutremur
Stîncos, semistîncos, detritic, pietriș bine cimentat	7 și 8	Nu sînt necesare
	9	Consolidarea îmbinărilor fundațiilor prefabricate și pereților de la subsol, prin armarea lor
Teren argilos compact puțin compresibil, argile nisipoase și nisipuri argiloase	7 și 8	La partea superioară a fundațiilor prefabricate, într-un strat de mortar marca 50 se introduce armătura alcătuită din 4 ⌀ 10—12 mm, cu etrieri ⌀ 6 mm cîte 30—40 cm
	9	Pe lîngă măsurile indicate pentru seismicitatea de calcul de gradul 7 și 8, se prevede armarea cu plase a tuturor îmbinărilor dintre pereții din blocuri mari ai subsolurilor
Argile nisipoase macroporice tasabile, terenuri nisipoase și de umplutură	8	În fundații, într-un strat de mortar marca 50, la distanța de 20—30 cm de talpă, se introduce armătura longitudinală alcătuită din 4 ⌀ 8—10 mm, cu etrieri ⌀ 4—6 mm la cîte 30—40 cm; la fundații prefabricate și la pereții subsolului talpa inferioară se execută din beton ararmat monolit
	9	Pe lîngă măsurile indicate pentru seismicitatea de calcul de gradul 8, se prevăd armături suplimentare la toate îmbinările dintre fundații și pereții subsolurilor

Tabela 46

Adîncimea minimă de fundare*) în m pentru clădiri cu înălțimea de peste 5 m

Natura terenului	Seismicitatea de calcul în grade		
	7	8	9
Stîncos, semistîncos, detritic, compact, cu umiditate redusă, nisipos, argilos, cu rezistența de calcul minimum 4 kgf/cm² (ținînd seamă de încărcări extraordinare)	Conform normelor și condițiilor tehnice pentru regiuni neseismice		
Celelalte terenuri	Conform N și TU pentru regiuni neseismice	1	1,5

*) Neglijînd umplutura care se face la nivelarea terenului.

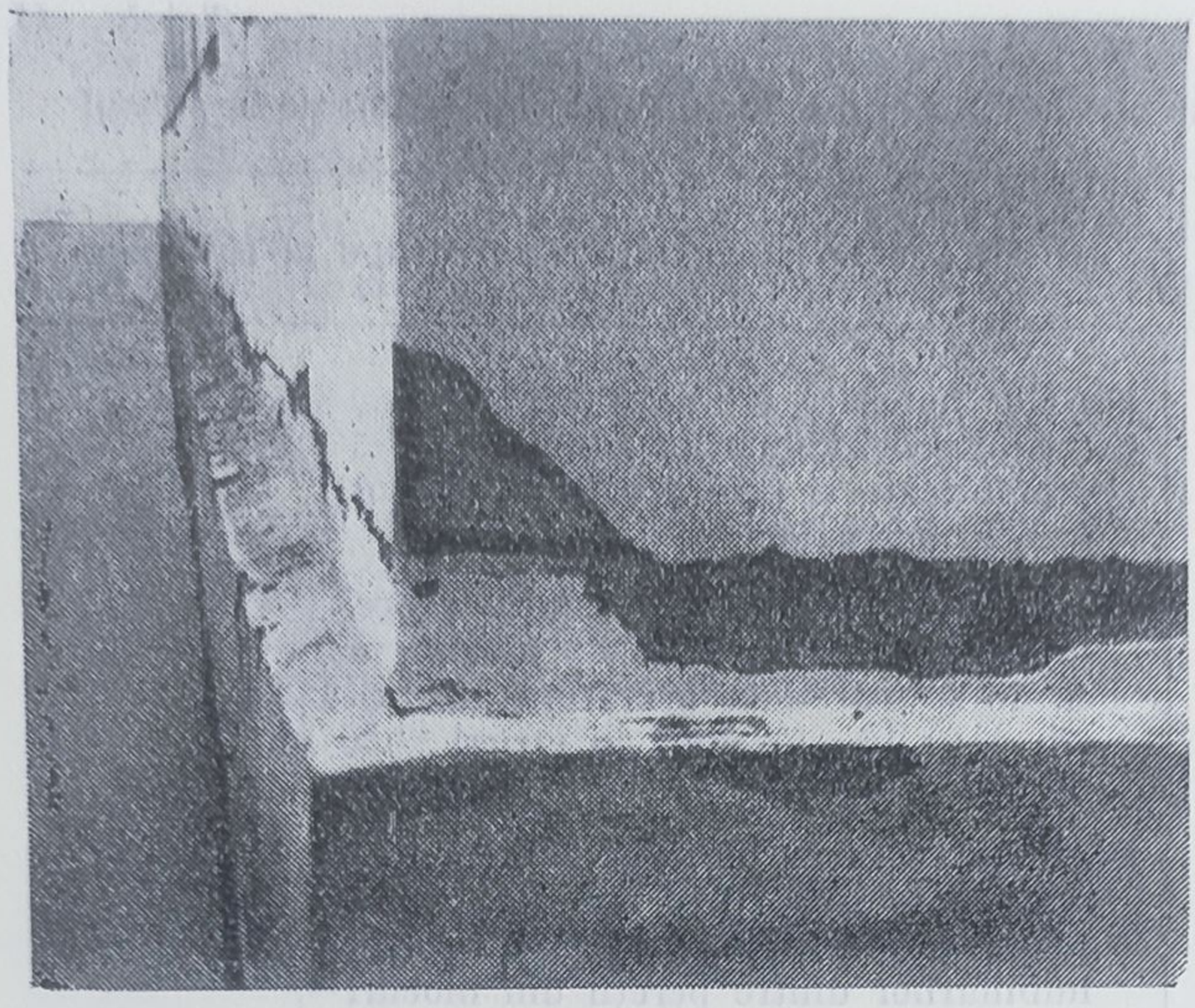


Fig. 178. Lunecarea părţii superioare a peretelui pe stratul de izolaţie hidrofugă executat din materiale în rulouri, pe timpul cutremurului din oraşul Petropavlovsk-Kamciatsk.

De regulă, tălpile fundaţiei clădirii sau a tronsonului, trebuie să fie la acelaşi nivel. Atunci cînd adîncimile fundaţiilor tronsoanelor alăturate ale clădirilor de zidărie sînt diferite, precum şi atunci cînd sub o porţiune a tronsonului se prevede subsol, (ceea ce nu se recomandă întrucît este mai bine ca subsolul să se prevadă la întreaga clădire), trecerea de la o cotă de fundare la alta se face cu retrageri în trepte. Fundaţiile porţiunilor alăturate ale tronsoanelor trebuie să aibă aceeaşi adîncime pe o distanţă de

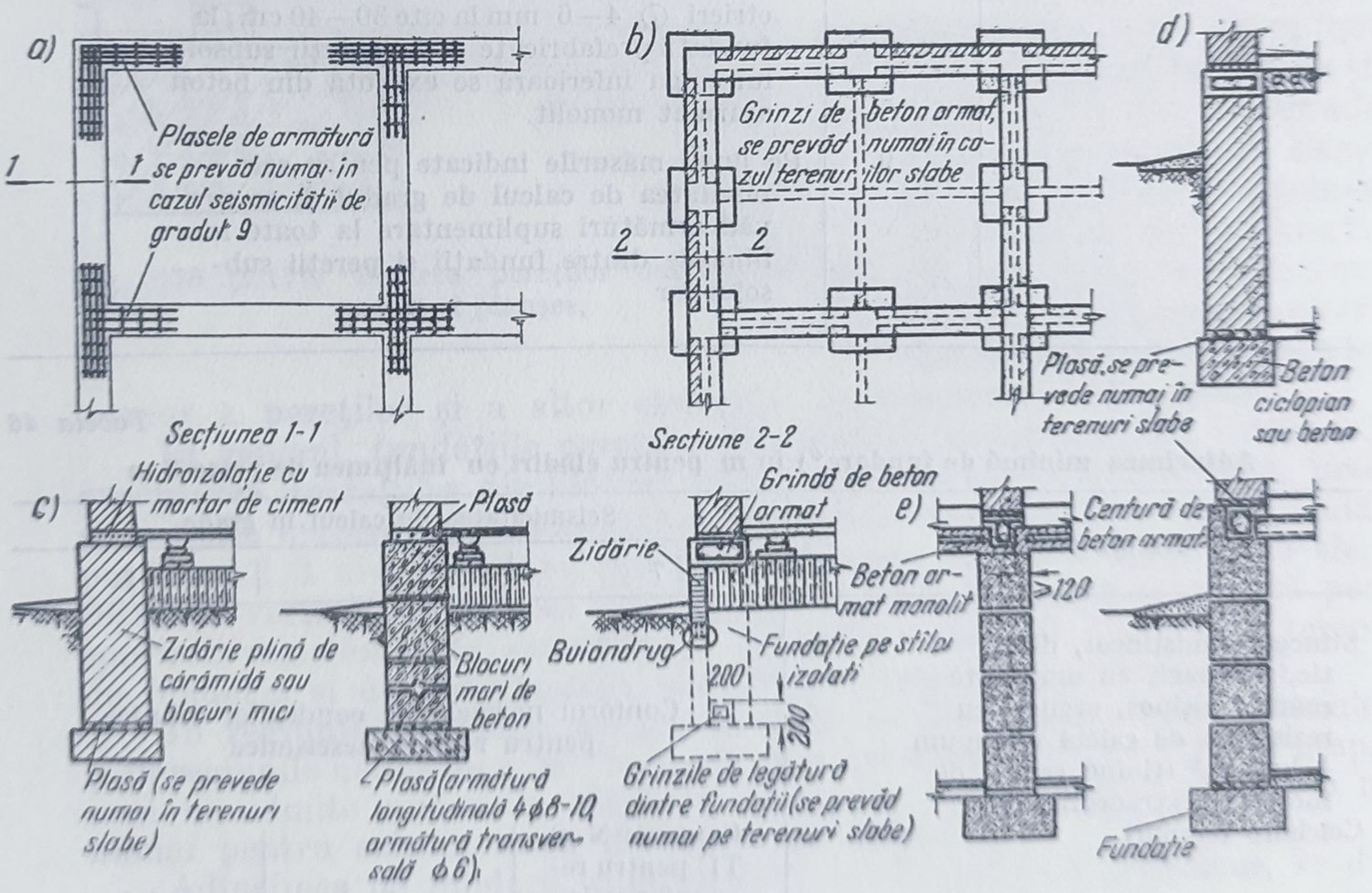


Fig. 179. Detalii de fundaţii şi pereţi de subsoluri:

a — planul fundaţiei continue; *b* — planul fundaţiei pe stîlpi izolaţi; *c* — secţiuni transversale prin fundaţii continue şi pe stîlpi izolaţi; *d* — secţiune transversală printr-un perete de subsol din zidărie masivă sau din beton ciclopean; *e* — secţiune transversală printr-un perete de subsol din zidărie de blocuri mari.

cel puțin un metru de o parte și de alta a rostului. Panta retragerilor nu trebuie să fie ma imare decît 1 : 2, iar înălțimea lor de maximum 50 cm.

Straturile orizontale de hidroizolare a pereților de zidărie se execută din mortar de ciment. Folosirea în acest scop a materialelor hidroizolatoare în formă de rulouri se interzice, întrucît, neavînd adeziune cu zidăria, ele favorizează lunecarea porțiunii superioare a clădirii (fig. 178).

În fig. 179 se dau cîteva detalii de pereți de subsoluri și de fundații folosite la clădiri de zidărie.

Calculul pereților clădirilor executate din zidărie de cărămidă sau de blocuri mici, la încărcări seismice, se face analog cu calculul clădirilor din blocuri mari, cu utilizarea caracteristicilor și indicațiilor din N și TU 120-55 privitoare la zidăria de cărămidă și de blocuri mici.

Din cauza spațiului limitat, în paragraful de față nu se poate insista mai mult asupra structurilor de pereți ușori și nici asupra construcțiilor de lemn, din chirpici și din alte materiale locale. Cu privire la această problemă s-au scris numeroase lucrări citate la sfîrșitul acestui capitol.

4. CLĂDIRI PE SCHELET

Generalități. Structuri

Din experiența unui mare număr de cutremure rezultă că printre structurile de clădiri care se comportă cel mai bine la solicitările seismice se află clădirile pe schelet. Ca exemplu, se pot cita efectele cutremurului distrugător din Japonia (Tokio) din anul 1923. Din 710 clădiri cercetate, executate pe schelet de beton armat, au fost degradate de cutremur 69 clădiri (9,7%) și au fost distruse 16 clădiri (2,2%), în timp ce din 485 clădiri de zidărie portantă au fost distruse complet 47 clădiri (9,7%) și au fost avariate 383 clădiri (79%).

La concluzii analoge conduce analiza cutremurelor din California (S.U.A.). Teritoriul Californiei de Sud este supus acțiunii unor solicitări seismice considerabile; cu toate acestea, aici s-a executat un mare număr de clădiri pe schelet (inclusiv clădiri cu 10—14 niveluri), care în general s-au comportat destul de bine la numeroase cutremure (fig. 180). După cum arată specia-

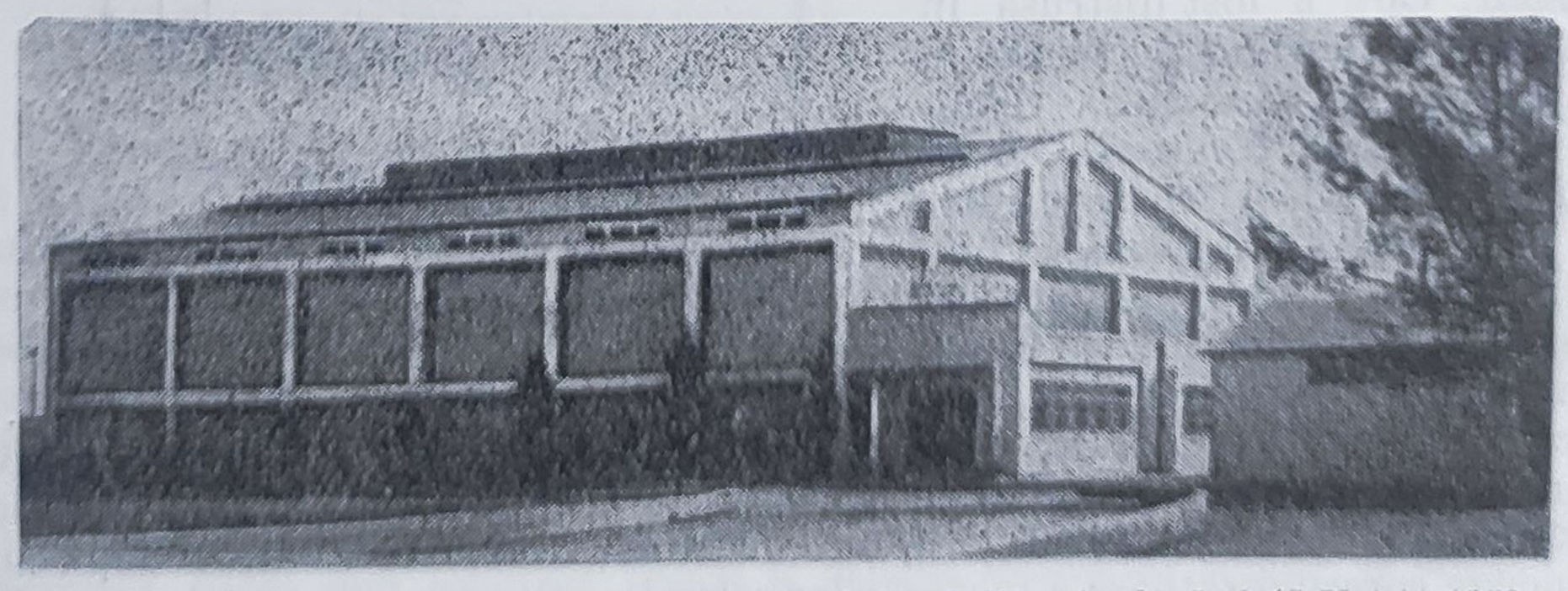


Fig. 180. Clădire pe schelet după cutremurul din California de Sud (S.U.A.), 1952.

liştii americani [24], s-au observat degradări vizibile numai la acele construcţii care au fost proiectate fără a se lua măsurile corespunzătoare, prescrise pentru construcţii rezistente la cutremure sau la acele clădiri la executarea cărora s-au comis greşeli mari de execuţie. Se acordă o atenţie deosebită execuţiei rosturilor de lucru ale scheletului monolit de beton armat. Ca exemplu

a

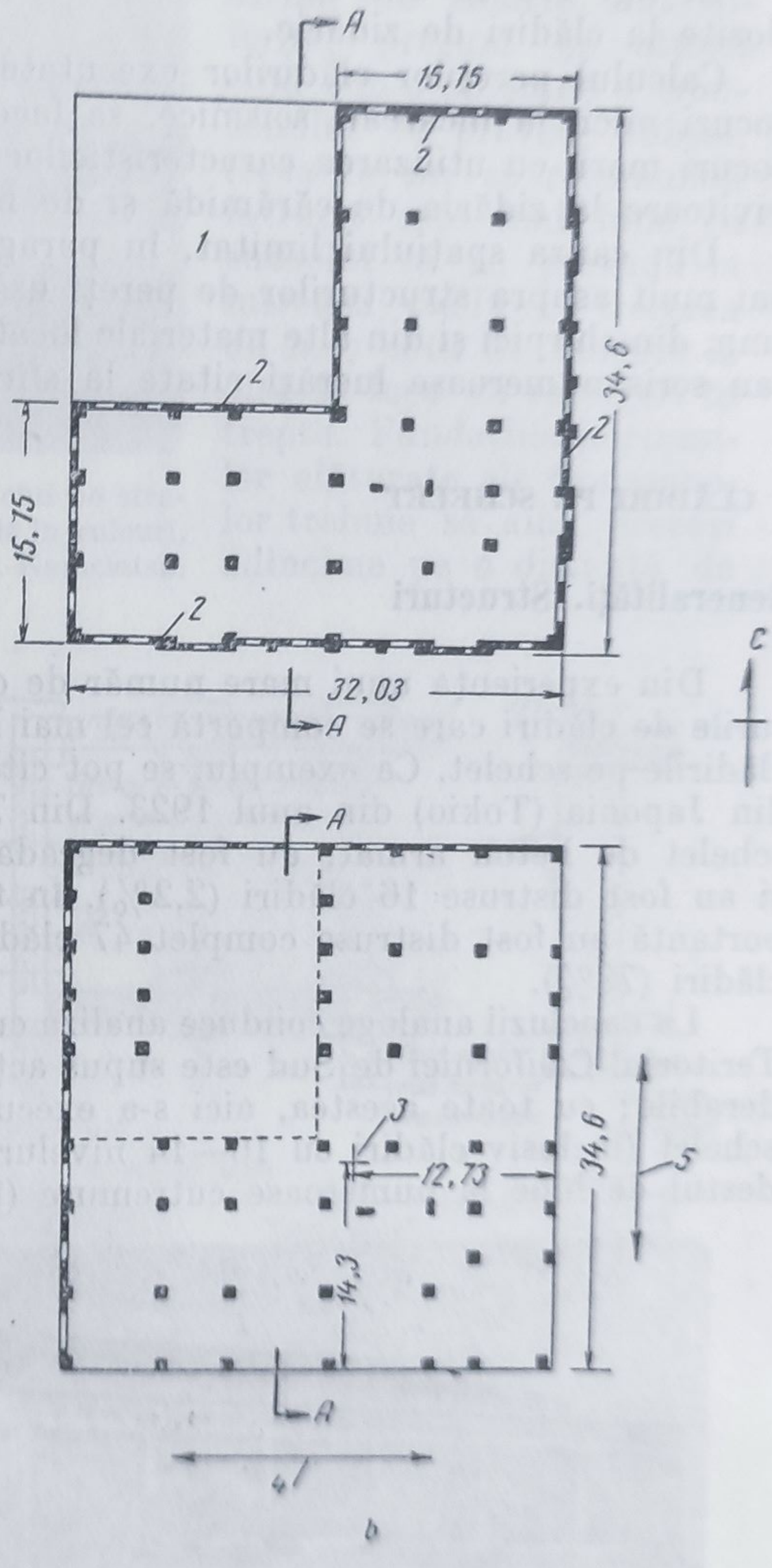


Fig. 181. Clădirea cu opt niveluri (cu subsol) a hotelului Padre (Bakersfield, California de Sud, S.U.A.) după cutremurul de gradul 8—9 din anul 1952:
a — vedere generală; *b* — planurile etajelor.

de clădire pe schelet cu rezistenţă insuficientă la cutremur, poate servi clădirea cu şase niveluri din fig. 32, executată pe schelet şi cu planşee din beton armat monolit, care a fost distrusă în timpul cutremurului de la Fukui (Japonia), din anul 1948. Clădirea a avut trei tronsoane cu rigidităţi diferite, neseparate între ele prin rosturi antiseismice; fundaţiile celor trei porţiuni ale clădirii se aflau la cote diferite. După cum rezultă din ilustraţiile publicate în diferite lucrări, zidăria de umplutură a scheletului avea goluri mari, neputînd conlucra astfel cu scheletul la preluarea solicitărilor seismice, însă mărind considerabil rigiditatea acestuia, ceea ce a atras după sine o sporire corespunzătoare a încărcărilor seismice. Se pare că acest lucru a fost

BIBLIOTECA CENTRALĂ
REGIONALĂ
IAȘI

neglijat la proiectarea clădirii și de aceea scheletul a avut o capacitate portantă insuficientă *).

Ca exemplu pozitiv de comportare a clădirilor pe schelet la încărcări seismice, în fig. 181 se arată fotografia și planurile celor opt niveluri (cu subsol) ale hotelului Padre (Bakersfield, California de Sud, S.U.A.). Această clădire, pe schelet din beton armat monolit, a suportat fără să capete nici un fel de degradări vizibile, două cutremure cu intensitatea de gradul 8—9 (1952), care s-au succedat la un interval scurt de timp. Cu toate că, așa cum s-a stabilit pe baza observațiilor efectuate, această clădire a fost torsionată în plan (trebuie remarcată forma complicată în plan a clădirii la ultimele șapte niveluri), degradările s-au limitat la fisuri mici în umplutura pereților de la primul nivel și în pereții despărțitori. Pagubele totale produse de degradări în urma celor două cutremure, au fost de 1% din costul întregii clădiri. Trebuie menționat că în urma cutremurelor, s-a îndepărtat o mare parte a ornamentelor arhitecturale de pe fațade, ceea ce de asemenea s-a inclus în valoarea pagubelor amintite.

După cum rezultă din numeroasele exemple de comportare a clădirilor pe schelet cu 4 pînă la 14 niveluri, descrise de Steinbrugge și Moran [24], care au analizat în detaliu efectele cutremurelor din California din anul 1952, nici una din aceste clădiri nu a suferit prăbușiri, iar pagubele care au rezultat din efectuarea reparațiilor clădirilor degradate, nu au depășit 14%. În fig. 182 și 183 se dă schema pereților pe schelet și a secțiunilor acestora, folosite în prezent la clădirile rezistente la cutremur, avînd pînă la cinci niveluri, din S.U.A.

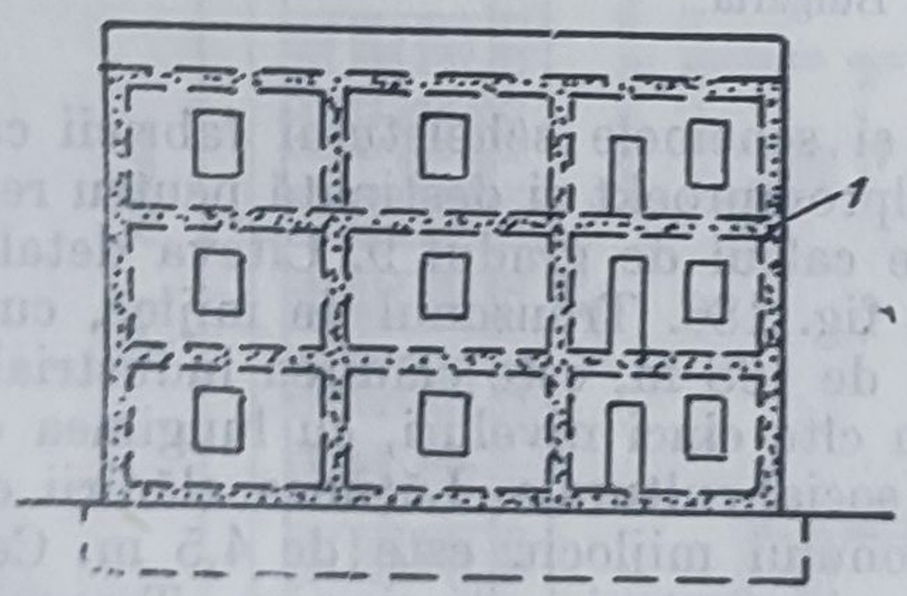


Fig. 182. Schema fațadei pereților pe schelet ai clădirilor de locuit cu puține niveluri, folosite în construcțiile rezistente la cutremurele din S.U.A.

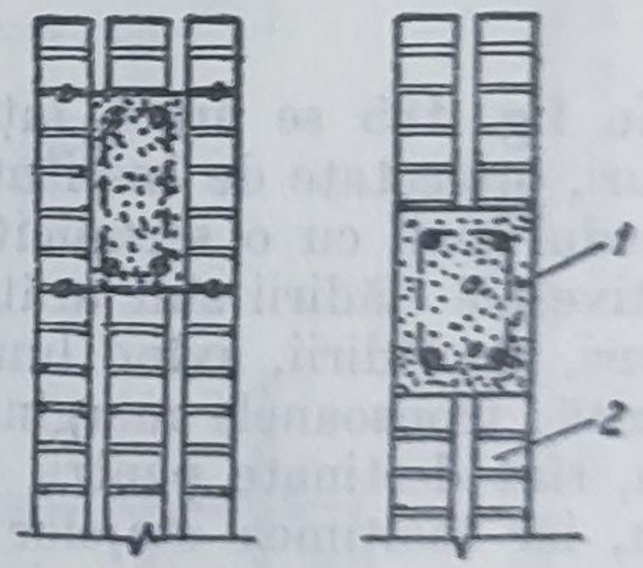


Fig. 183. Secțiunile transversale ale pereților din fig. 182.

Pereții pe schelet de beton armat cu umplutură din zidărie de cărămidă se folosesc pe scară largă în regiunile seismice din Republica Populară Bulgaria (fig. 184), precum și în alte țări. Constructorii bulgari execută clădirile pe schelet cu umplutură de zidărie, sub formă de construcții complexe la care, pentru realizarea stîlpilor și riglelor de beton armat, zidăria de cărămidă a umpluturii pereților este folosită în calitate de cofraj, completîndu-se cu cofraje de lemn demontabile.

*) Avarii datorite subaprecierii rigidității necesare a scheletului, în cazul pereților de umplutură slăbiți prin goluri, se produc și datorită încărcărilor produse de uragane [14].

Fig. 184. Clădiri pe schelet folosite la construcţiile rezistente la cutremur din Bulgaria.

În fig. 185 se arată faţadele şi schemele scheletului fabricii cu 4—5 niveluri, proiectate de Institutul Belpromproekt şi destinată pentru regiunile din sudul ţării cu o seismicitate de calcul de gradul 9. Cîteva detalii constructive ale clădirii sînt arătate în fig. 186. Tronsonul de mijloc, cu patru niveluri, al clădirii, avînd lungimea de 108 m, este clădirea industrială propriu-zisă; tronsoanele marginale, cu cîte cinci niveluri, cu lungimea de cîte 13 m, sînt destinate pentru nevoi social-culturale. Lăţimea clădirii este de 18 m, iar înălţimea etajelor tronsonului mijlociu este de 4,5 m. Cele trei tronsoane sînt separate între ele prin rosturi antiseismice. Tronsonul de mijloc se deosebeşte de cele marginale prin golurile mari din pereţii exteriori, prin faptul că nu are pereţi despărţitori rigizi (aceştia sînt executaţi pe o plasă metalică şi nu pe toată înălţimea etajului), prin înălţimea mai mare a etajelor. Rigiditatea orizontală pe direcţie transversală a acestui tronson este dată numai de rigiditatea scheletului. Pe direcţie longitudinală, datorită umpluturii pereţilor exteriori, rigiditatea tronsonului de mijloc este ceva mai mare decît pe direcţie transversală, însă datorită golurilor mari este mult mai mică decît rigiditatea transversală şi longitudinală a tronsoanelor de capăt. Acestea din urmă au pereţi distribuiţi la intervale mici (3—9 m), cu un procent relativ mic de goluri.

După cum rezultă din descrierea de mai sus, la această construcţie s-a procedat, în funcţie de destinaţia încăperilor, la o separare raţională a tronsoanelor flexibile şi rigide care lucrează independent. Prin reducerea valorii

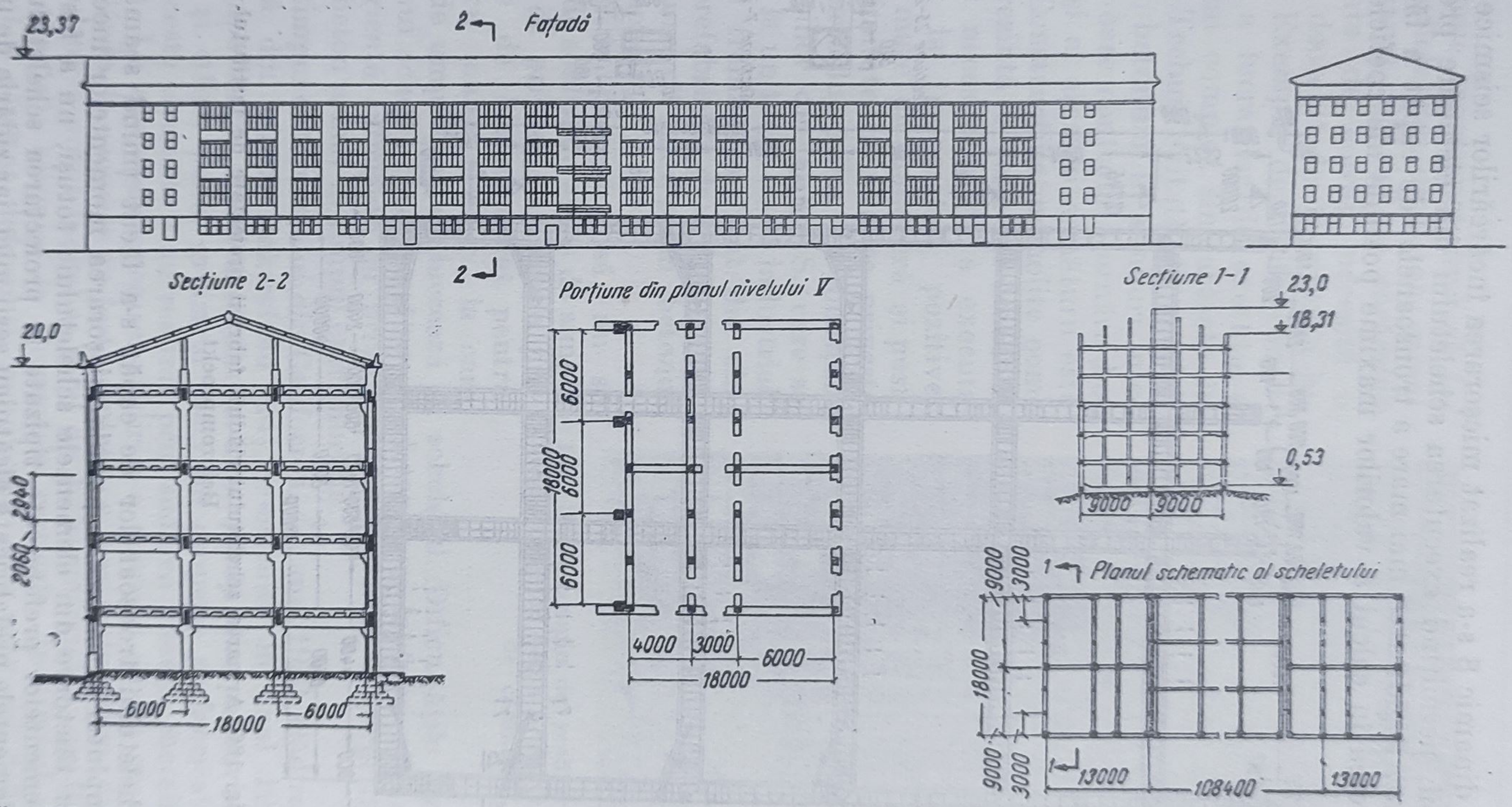


Fig. 185. Fațadele clădirii, planul încăperilor social-culturale și scheletul clădirii fabricii proiectate de institutul Belpromproekt pentru o regiune cu seismicitatea de calcul de gradul 9.

coeficientului dinamic β s-a realizat micșorarea încărcărilor seismice ale tronsonului flexibil, permițînd executarea scheletului din elemente prefabricate de beton armat. Rigiditatea mai mare a tronsoanelor de capăt a făcut necesară introducerea în calcul a valorilor maxime posibile ale coeficientului β.

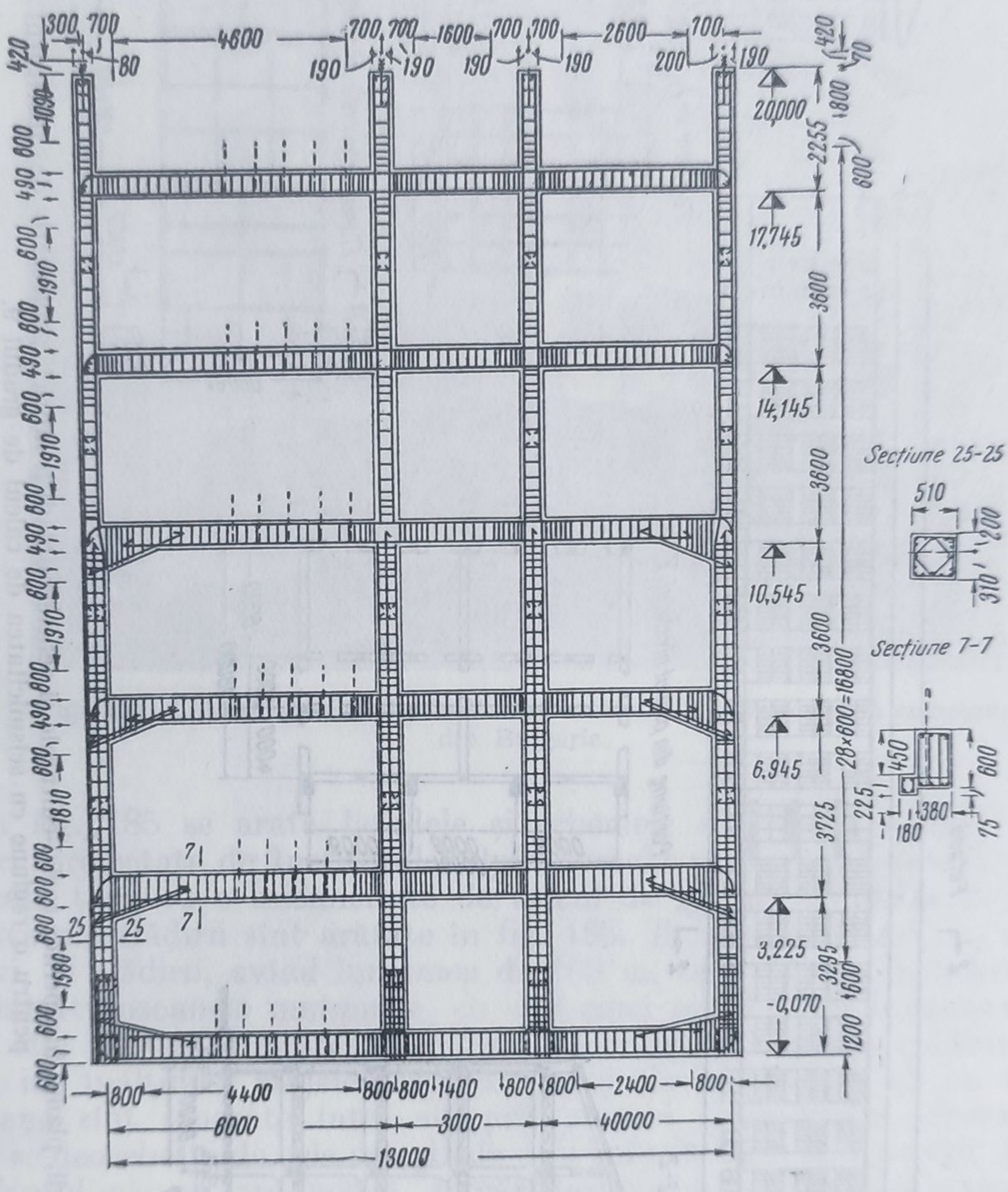


Fig. 186. Armarea scheletului clădirii fabricii proiectate de institutul Belpromproekt.

Calculul scheletului tronsoanelor de capăt s-a făcut ținînd seamă de conlucrarea umpluturii, ceea ce a permis micșorarea momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare din elementele scheletului; totuși, nu a fost posibilă folosirea elementelor prefabricate tipizate la proiectarea scheletului; ținînd seamă că elementele prefabricate alcătuiau serii mici, iar zidăria de umplutură putea fi folosită în calitate de cofraj pentru executarea scheletului, s-a ajuns la concluzia că soluția rațională pentru tronsoanele de capăt o constituie scheletul din beton armat monolit.

Trebuie menţionat însă că folosirea scheletului de beton armat cu utilizarea zidăriei de cărămidă în calitate de cofraj, necesită o execuţie deosebit de îngrijită a lucrărilor. Exemple de calitate inadmisibilă a lucrărilor de execuţie a scheletului complex sînt arătate în fig. 187. Trebuie evitată, în special, turnarea betonului în sîmburi interiori, la care controlul turnării betonului şi al aşezării armăturii este dificil. Construcţiile monolite complexe prezintă o serie de dezavantaje ca: necesitatea de a executa lucrările la temperaturi pozitive, consum mare de manoperă şi posibilităţi limitate în ceea ce priveşte mecanizarea lucrărilor. În condiţiile construcţiilor din U.R.S.S. care se situează la un înalt nivel industrial, scheletul trebuie executat din elemente prefabricate de beton armat, folosindu-se cît mai puţin betonul armat monolit.

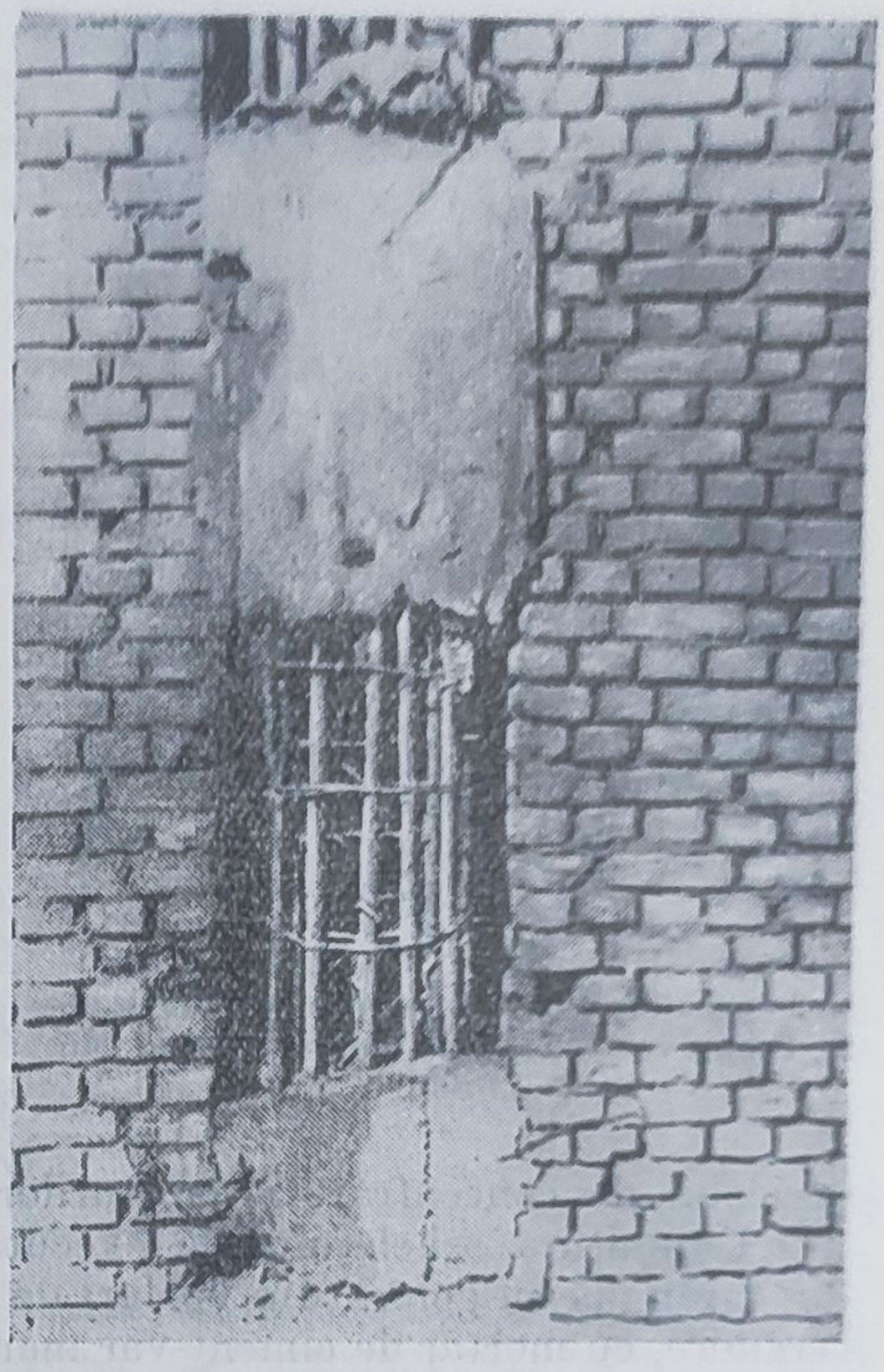


Fig. 187. Exemplu de realizare defectuoasă a unui schelet de beton armat turnat în zidărie de cărămidă.

Pînă în prezent însă, nu se dispune de soluţii de ajuns de simple în ceea ce priveşte scheletele prefabricate de beton armat pentru clădiri cu multe niveluri, la care zidăria de umplutură conlucrează cu scheletul. Dificultăţile legate de realizarea unui schelet corespunzător se datoresc şi faptului că nu se dispune de experienţă suficientă cu privire la comportarea construcţiilor prefabricate de beton armat în timpul cutremurului.

În timpul cutremurului din California, din anul 1952, clădirea industrială neetajată din oraşul Bakersfield [14], construită în anul 1951, a suferit avarii importante. Această clădire a avut pereţi din panouri prefabricate, precum şi stîlpi, pane, grinzi şi plăci de acoperiş prefabricate; legăturile dintre aceste elemente s-au realizat prin sudarea pieselor metalice înglobate în beton. La executarea acestei clădiri s-a comis o eroare gravă: rosturile dintre plăcile de acoperiş au fost umplute cu mastic de bitum, din care cauză acoperişul nu a putut îndeplini rolul de diafragmă rigidă, capabilă de a distribui încărcările seismice la elementele verticale. În timpul cutremurului acoperişul a căpătat deformaţii mari, ceea ce a provocat deformarea stîlpilor interiori şi la baza lor (în încastrare) s-au produs fisuri (fig. 188). La partea superioară stîlpii s-au deplasat cu 5 cm. Nu s-au produs prăbuşiri; cheltuielile necesare pentru refacerea clădirii au fost evaluate la 15% din costul său.

Fig . 188, Ruperea părții inferioare a stîlpilor la o clădire din beton armat prefabricat, în timpul cutremurului din California de Sud, din anul 1952.

La executarea scheletelor de beton armat, este necesar să se asigure prelungirea armăturii inferioare a grinzilor și a riglelor, dincolo de fața superioară a reazemului, conform cu prevederile din N și TU pentru proiectarea construcțiilor de beton armat, pe o lungime egală cu cel puțin 20 de diametre; înnădirile stîlpilor trebuie să fie realizate deasupra nodurilor de îmbinare cu riglele și cu fundațiile, cel puțin la 1/5 din înălțimea etajului (în zona momentelor încovoietoare mai mici decît cele de pe nod). Etrierii sau barele transversale ale carcasei, independent de rezultatele calculului în porțiunile de stîlpi și de rigle din apropierea nodurilor, se prevăd la intervale mai mici (cam la 8—15 cm). La proiectarea scheletelor monolite, la nodurile de îmbinare (în special de la etajele inferioare) care prezintă pericolul de concentrare a eforturilor unitare, se prevăd vute.

Umplutura scheletului se execută obișnuit din cărămidă obișnuită și din cărămidă cu goluri, din blocuri de beton de piatră naturală și din blocuri ceramice, cu mortar de ciment-var marca 25—50. În cazurile în care grosimea pereților este determinată de condițiile termotehnice, folosirea cărămizii obișnuite nu este indicată, întrucît aceasta mărește greutatea zidăriei de umplutură, ceea ce are ca urmare creșterea încărcărilor seismice. În astfel de cazuri, este indicată umplutura din cărămidă plină cu grosimea pînă la 25 cm, izolată termic la interiorul sau la exteriorul zidăriei, sau înlocuirea zidăriei de cărămidă cu materiale portante ușoare (din betoane celulare sau ușoare etc.).

La proiectarea umpluturii, partea portantă a acesteia trebuie distribuită astfel ca axa centrului său de greutate să coincidă cu axa centrelor de greutate ale elementelor scheletului. Amplasarea umpluturii în raport cu elementele scheletului ca în fig. 189, *a*, unde doar o mică parte a stîlpilor sau a riglelor pătrunde în umplutură, este cu totul nerecomandabilă. În acest caz, sub acțiunea încărcărilor aplicate în planul peretelui, în umplutura care conlucrează cu scheletul se produc excentricități mari, care îi micșorează considerabil capacitatea portantă; totodată se pot produce momente de torsiune în elementele scheletului. Uneori, pentru izolarea termică a stîlpilor scheletului, este necesar să se admită ca axele centrelor de greutate al umpluturii și ale elementelor scheletului să fie ușor deplasate; în acest caz, la calculul umpluturii trebuie să se țină seama de aplicarea excentrică a încărcării. Izolarea termică poate fi realizată și cu ajutorul pilaștrilor. Aceștia din urmă se armează sau se execută din beton armat sub formă de pilaștri suspendați.

Conform SN 8-57, pentru a se preîntîmpina căderea umpluturii din schelet, se prevede ca umplutura de zidărie să fie legată de schelet cu oțel-beton Ø 4—6 mm, așezat în rosturi orizontale la cîte 50—70 cm pe înălțimea zidăriei și ancorat în stîlpii scheletului (de mustățile de armătură scoase din stîlpi, prin sudarea de stîlpii scheletului metalic etc.). Această armătură se prelungește cel puțin pe cîte 70 cm de o parte și de alta a stîlpului (fig. 190). În cazul seismicității de calcul de gradul 9, SN 8-57 recomandă introducerea armăturii pe toată lungimea zidăriei de umplutură. Atunci cînd lungimea umpluturii este de peste 3 m, zidăria se ancorează în rigla superioară a scheletului, prin mustăți de armătură la cîte 1,5—2 m în lungul peretelui.

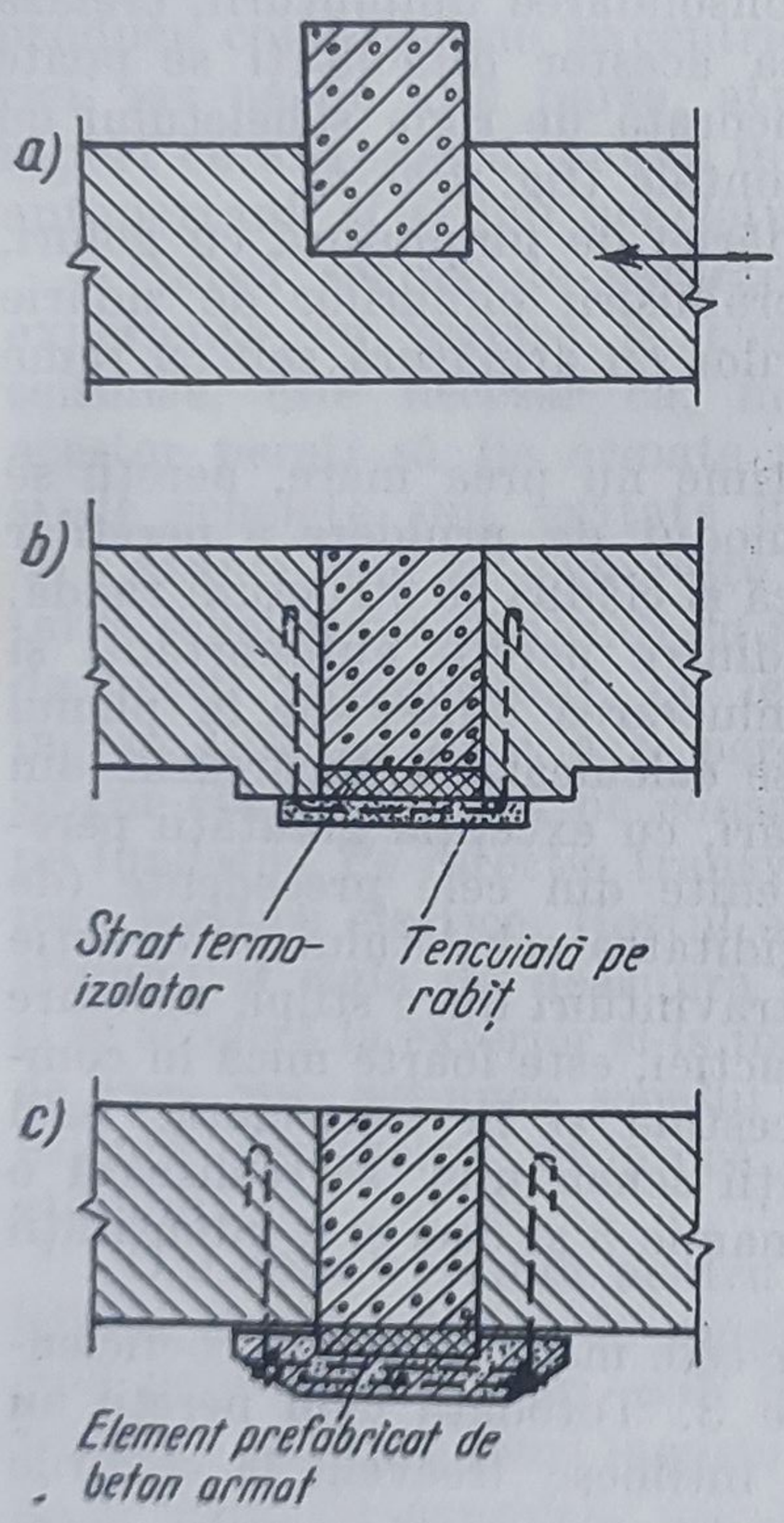


Fig. 189. Procedee de realizare a legăturii dintre umplutură și stîlpii scheletului :

a — axa umpluturii este deplasată față de axa elementelor scheletului, soluție nerecomandabilă; *b* și *c* — procedee recomandate.

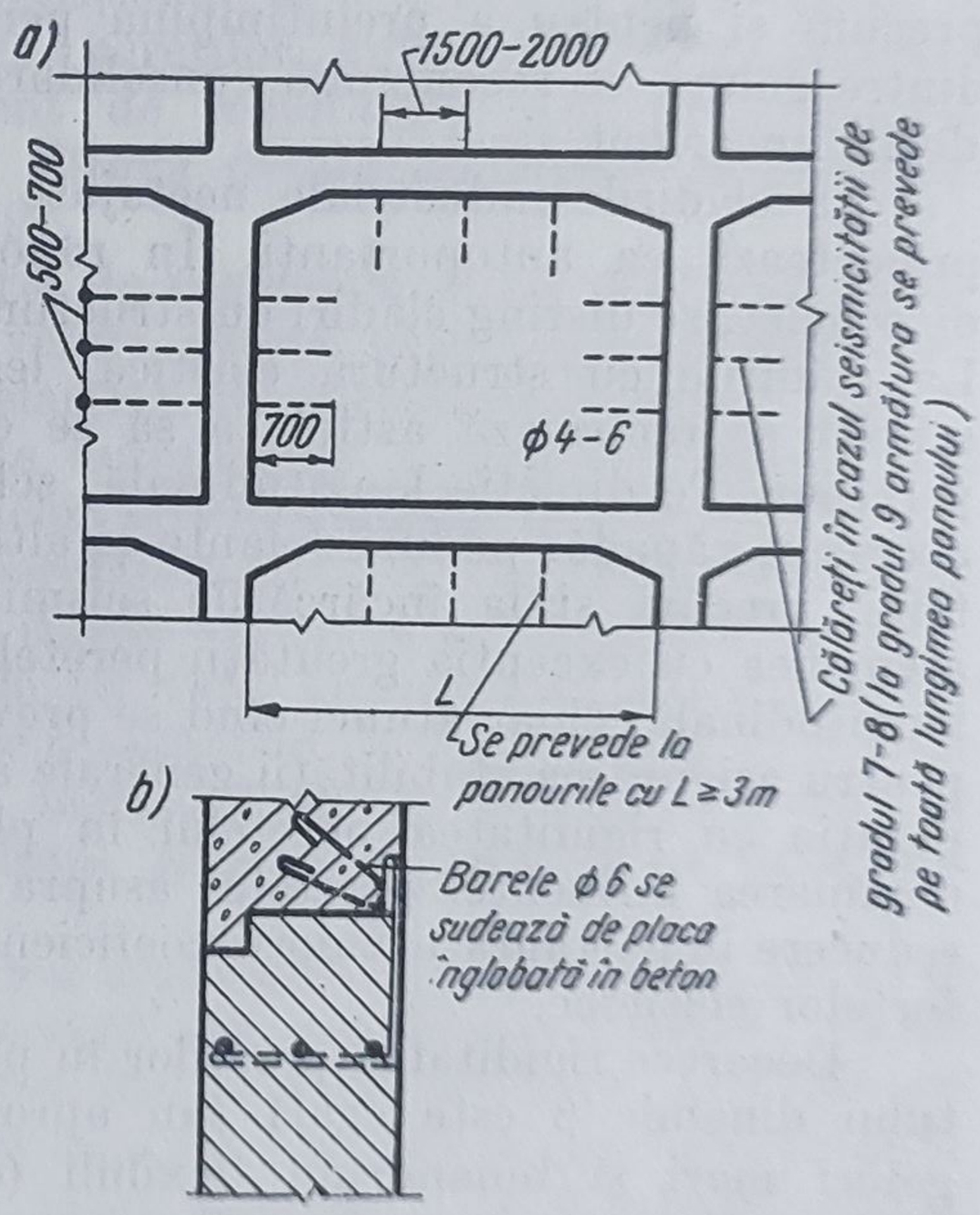


Fig. 190 Realizarea legăturii dintre umplutură și schelet :

a — cu ajutorul armăturii introduse în zidărie; *b* — legătura dintre riglă și umplutură realizată cu ajutorul pieselor înglobate.

Rosturile orizontale ale umpluturii cu grosimea sub 15 cm, în cazul seismicității de calcul de gradul 8—9, se armează cu bare continue cel puțin la cîte 70 cm pe înălțime, secțiunea armăturii din fiecare rost fiind de minimum 0,2 cm².

Atunci cînd zidăria de umplutură nu are goluri, este de dorit ca armătura cu care zidăria se ancorează pe schelet, să fie distribuită în zona de mijloc a fiecărei travei, fiind mai depărtată de colțuri. Altfel, în urma deformării unghiulare a zidăriei în planul peretelui, scheletul transmite la umplură, în lungul diagonalei alungite, eforturi de întindere considerabile, care accelerează apariția în zidărie a fisurilor diagonale. Totodată, armătura prevăzută în porțiunea mediană a lungimii și înălțimii umpluturii nu împiedică apariția fisurilor în porțiunile întinse de pe conturul umpluturii. După formarea acestor fisuri scheletul poate transmite eforturi la umplutură numai în lungul diagonalei comprimate, ceea ce are o influență favorabilă asupra rezistenței zidăriei.

Introducerea armăturii verticale pentru consolidarea umpluturii, creiază dificultăți la țeserea zidăriei. Pentru evitarea acestor dificultăți se poate recomanda ca zidăria de umplutură să fie ancorată de rigla scheletului cu ajutorul pieselor înglobate și a armăturii orizontale (fig. 190, *b*).

Pentru sporirea capacității portante a zidăriei de umplutură cu goluri, precum și pentru a preîntîmpina pericolul prăbușirii plinurilor de zidărie dintre goluri, se recomandă consolidarea golurilor cu armătură sau cu rame de beton armat.

La clădirile industriale neetajate cu înălțime nu prea mare, pereții se proiectează ca autoportanți. În raport cu modul de prindere a pereților de schelet, se disting clădiri cu structură elastică și clădiri cu structură rigidă. La clădirile cu structură elastică, legătura dintre pereții autoportanți și schelet se realizează astfel ca să se evite conlucrarea dintre ele în planul pereților. Pe direcție longitudinală, scheletul se calculează la încărcările din acoperiș, zăpadă, poduri rulante și alte încărcări, cu excepția greutății peretelui, precum și la încărcările seismice provenite din cele precedente (de asemenea cu excepția greutății peretelui). Rigiditatea scheletului pe direcție longitudinală, chiar atunci cînd se prevăd contravîntuiri între stîlpi, necesare pentru asigurarea stabilității generale a construcției, este foarte mică în comparație cu rigiditatea peretelui în planul acestuia și în consecință, prin eliminarea influenței peretelui asupra rigidității scheletului, se realizează o reducere importantă a valorii coeficientului dinamic β și deci și a intensității forțelor seismice.

Deoarece rigiditatea pereților în planul lor este mare, valoarea coeficientului dinamic β este egală sau apropiată de 3. Totodată cînd pereții au goluri mari și buiandrugi flexibili (care se întîlnesc frecvent la clădirile industriale), rezistența pereților este mică și în consecință, pereții autoportanți se folosesc numai la clădiri cu înălțime nu prea mare.

În calculul cadrelor transversale ale scheletului, la încărcările aplicate în planul lor, se ține seamă de forțele seismice care se transmit la schelet din greutatea pereților autoportanți (analog cu calculul la încărcările date de vînt).

Calculul coeficientului dinamic β pentru cadrele transversale se face ținînd seamă de rigiditatea pereților. În acest scop, la determinarea deplasărilor orizontale ale stîlpilor cadrului, rigiditatea stîlpilor (EI) din dreptul pereților, se majorează cu $E_p I_p$ (unde E_p este modulul de elasticitate al zidă-

riei peretelui, iar I_p este momentul de inerţie al plinului de zidărie în raport cu axa centrului său de greutate).

Verificarea capacităţii portante a pereţilor autoportanţi se face plecînd de asemenea de la stadiul deformaţiilor limită de calcul. Trebuie menţionat că atunci cînd încărcările seismice se descompun după direcţia perpendiculară şi paralelă cu planul peretelui, acest procedeu de calcul nu este justificat în cazul pereţilor autoportanţi cu legături elastice (în special atunci cînd plinurile de zidărie au înălţime mare).

Dacă pereţii nu reazemă pe diafragmele orizontale al căror rol îl îndeplinesc în mod obişnuit planşeele, este necesar să se ia în consideraţie eventualitatea orientării oblice a forţelor seismice orizontale faţă de axele principale ale secţiunilor plinurilor pereţilor autoportanţi; pe de o parte aceasta produce compresiune excentrică oblică nefavorabilă pentru rezistenţa zidăriei, iar pe de altă parte, atunci cînd plinurile de zidărie se încovoaie în raport cu axa oblică, modul în care lucrează legăturile elastice dintre peretele autoportant şi stîlpii scheletului devine neclar.

Ţinînd seamă de caracterul convenţional al calculului şi de lipsa de experienţă cu privire la comportarea pereţilor autoportanţi la încărcări seismice, este necesar ca, independent de rezultatele calculului, plinurile acestor pereţi să fie armate vertical. Cîteva detalii de pereţi autoportanţi şi de schelete sînt arătate în fig. 191.

Atunci cînd se urmăreşte ca zidăria de cărămidă să nu mărească rigiditatea scheletului clădirilor cu multe niveluri, pereţii se pot executa sub formă de pereţi autoportanţi, cu legături elastice pe înălţimea fiecărui etaj, ca în fig. 192. În acest caz, peretele este autoportant numai în limitele unui singur etaj, rezemînd pe consolele riglelor scheletului, iar la nivelul inferior, pe fundaţie. Pe direcţie transversală peretele se fixează de stîlpii scheletului prin legături elastice. Rostul orizontal dintre partea superioară a umpluturii etajului şi rigla de deasupra se umple cu vată minerală în loc de mortar şi se acoperă la exterior şi la interior, pe o adîncime de 1—1,5 cm, cu mortar de var. Sub acţiunea şocului seismic, mortarul de var se foarfecă, ceea ce asigură deplasarea reciprocă liberă între zidărie şi schelet, pe înălţimea etajului.

O a doua variantă pentru asigurarea deplasărilor independente ale scheletului şi ale zidăriei de umplutură, constă din executarea zidăriei, atunci cînd golurile sînt mari, sub forma unor fîşii-parapet continue, fără plinuri verticale sau cu plinuri înguste (fig. 192, *b*), care reazemă la oarecare distanţă de schelet, pe consolele prevăzute în acest scop în rigle. Legătura dintre zidăria de parapet şi plinurile verticale pe de o parte şi schelet pe de altă parte, se execută elastică. Se poate renunţa la rostul deformabil de deasupra plinurilor, întrucît plinurile înalte şi flexibile nu pot opune rezistenţă la deformarea scheletului, avînd astfel o influenţă neglijabilă asupra rigidităţii sale.

În cazul pereţilor executaţi din blocuri mari de beton sau din panouri mari de beton armat, structura rigidă a clădirilor la care pereţii autoportanţi sînt legaţi rigid de elementele scheletului, se poate realiza prin procedeul elaborat la Institutul de proiectare Giprotis.

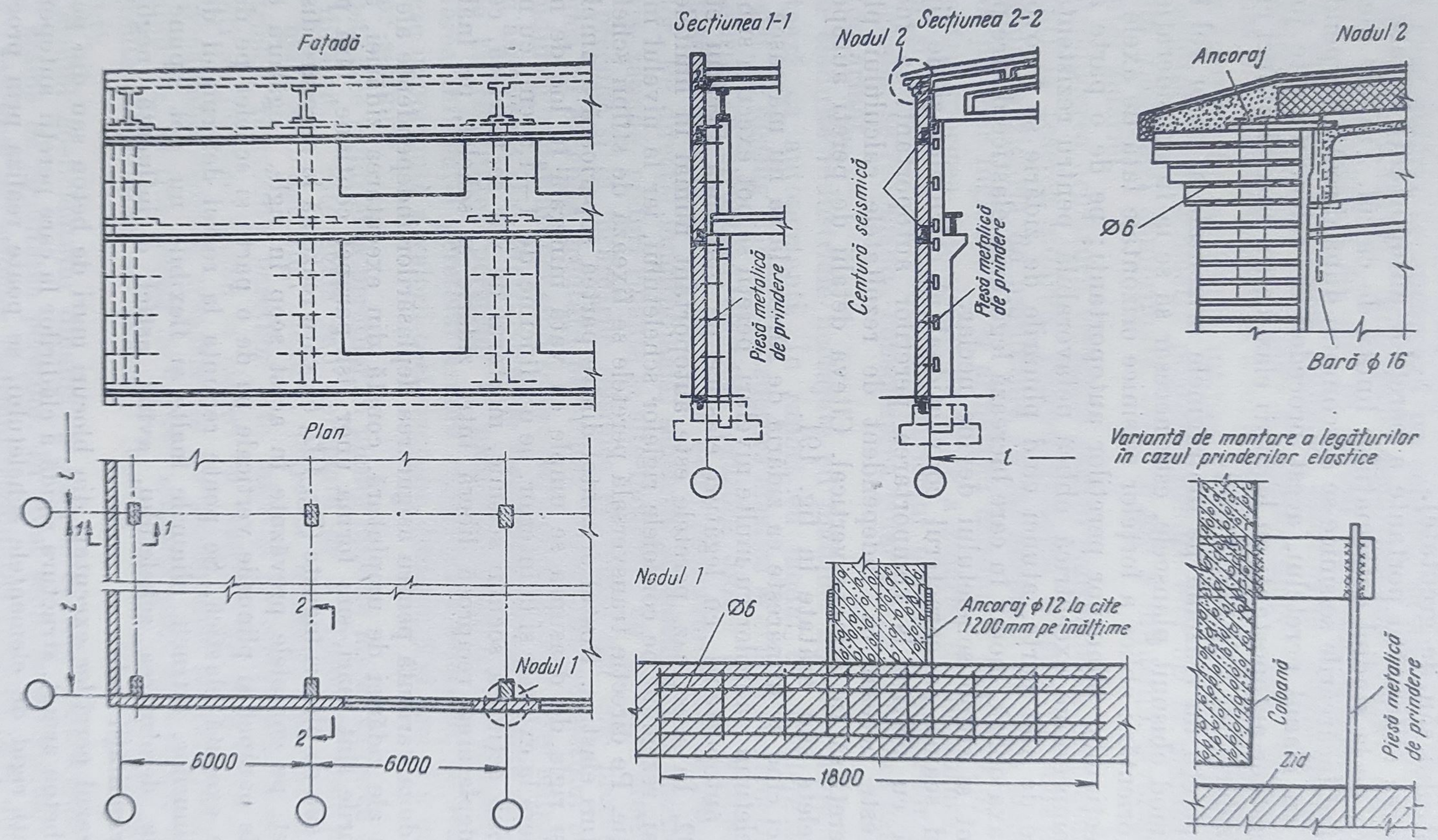


Fig. 191, Pereți autoportanți pentru clădiri neetajate, cu înălțime nu prea mare.

Conform acestui procedeu, încărcarea verticală dată de pereți se transmite la fundație; forțele seismice orizontale sînt preluate de acoperiș și de pereți, care conlucrează atît în sens longitudinal cît și în sens transversal.

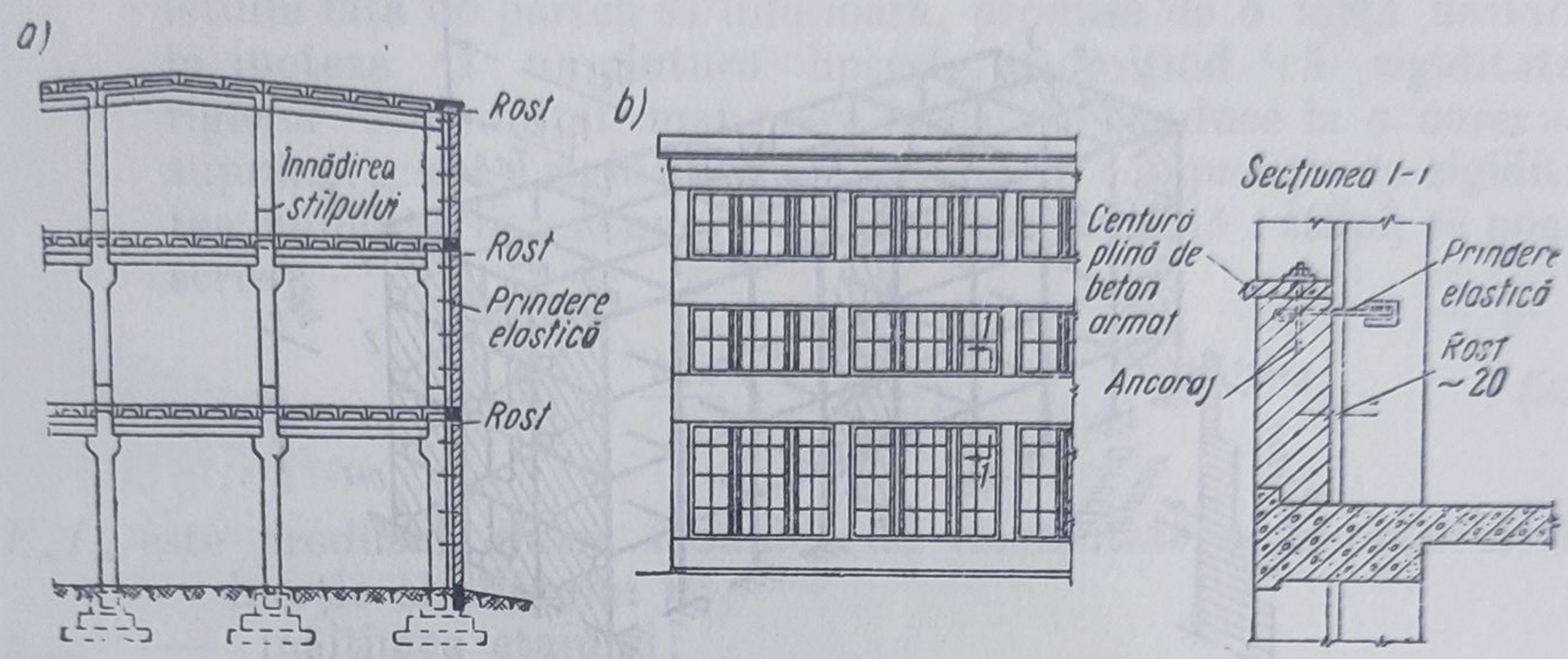


Fig. 192. Pereții clădirilor etajate, pe schelet:
a — pereți autoportanți pe înălțimea unui etaj; *b* — pereți cu procent mare de goluri.

Calculul pereților clădirilor pe schelet, ținînd seamă de conlucrarea umpluturii

Pe baza cercetărilor efectuate la ȚNIISK, s-a stabilit că zidăria de umplutură conlucrează cu scheletul și a fost elaborat procedeul simplificat de apreciere a influenței umpluturii asupra capacității portante a scheletului [14], a cărui expunere se dă în cele ce urmează. După publicarea rezultatelor acestor cercetări în U.R.S.S., ele au fost reproduse în S.U.A. și în Republica Populară Bulgaria, unde au fost confirmate. În prezent, în Republica Populară Bulgaria ca și în U.R.S.S., calculul pereților clădirilor pe schelet se face ținînd seama de conlucrarea zidăriei de umplutură.

Determinarea eforturilor din pereții clădirilor pe schelet, ținînd seamă de conlucrarea umpluturii și verificarea rezistenței acesteia, în ipoteza că pereții lucrează în planul lor, se poate face prin procedeul arătat în cele ce urmează.

1. Se determină încărcările seismice orizontale care acționează asupra întregii clădiri la nivelul planșeelor. La clădirile pe schelet, cu umplutură de zidărie fără goluri sau cu goluri de ferestre nu prea mari, încărcările seismice orizontale pot fi determinate conform tabelei 30, ca pentru pereții portanți de zidărie de la clădirile cu schemă constructivă rigidă. Calculul încărcărilor seismice corespunzător altor cazuri se face conform cu indicațiile de la capitolul precedent.

2. Se procedează la distribuirea încărcării seismice la elementele scheletului și la umplutură.

3. Se verifică rezistența umpluturii și a scheletului, transmițînd acestuia, pe lîngă încărcările seismice și alte încărcări (cele verticale din greutatea scheletului, umpluturi, planșee etc.).

Pentru distribuirea încărcărilor seismice și pentru determinarea eforturilor produse de ele în elementele scheletului și în umplutură, pereții exe-

cutați pe schelet se tratează ca un sistem spațial cu bare oblice în lungul diagonalelor comprimate ale umpluturii scheletului (fig. 193) prin care se înlocuiește în calcul umplutura de zidărie. Se admite că îmbinarea dintre

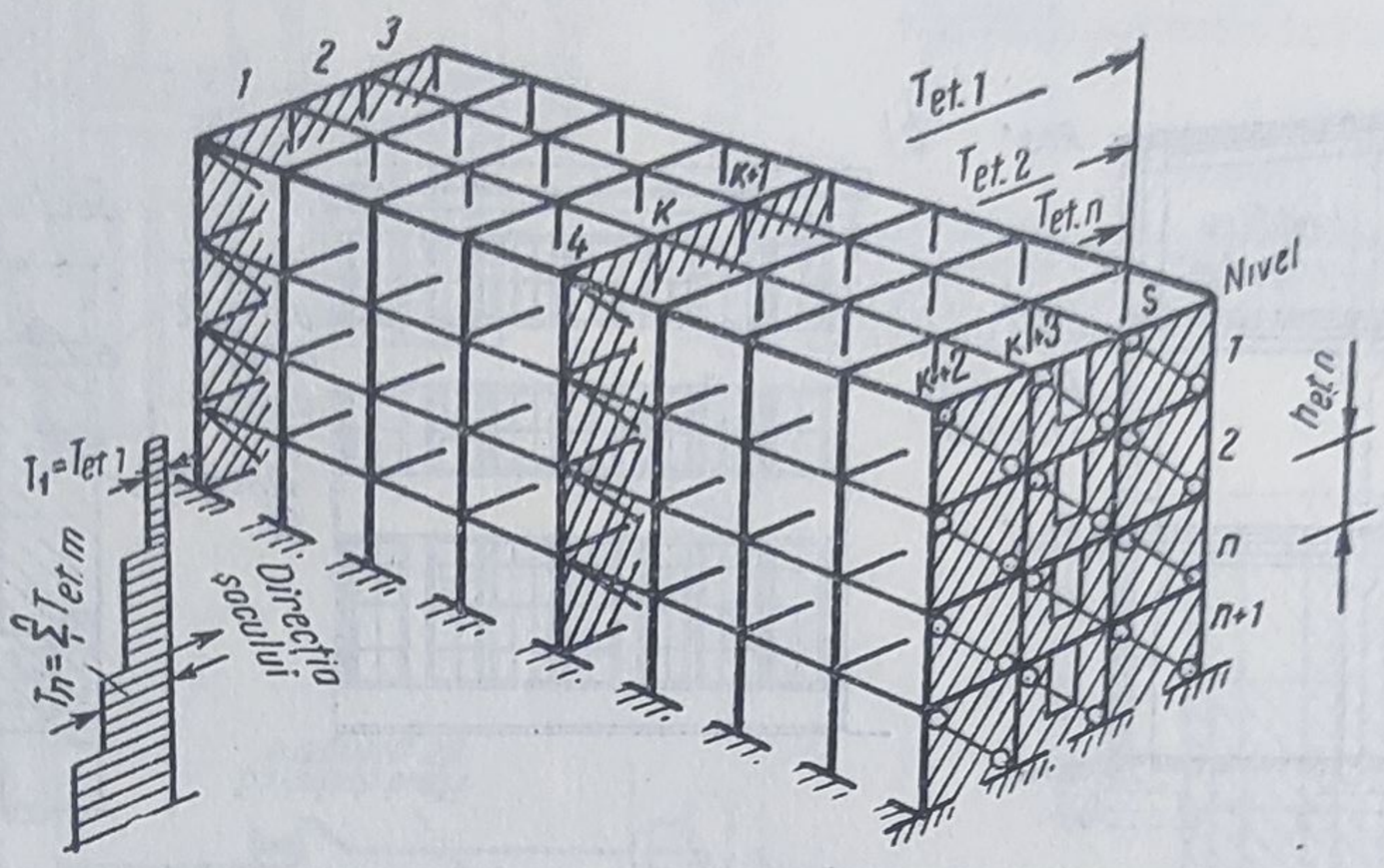


Fig. 193. Schema calculului clădirilor pe schelet.

diagonale și elementele scheletului este articulată. Calculul se face ținînd seamă de deformațiile plastice, care se produc în zidăria de umplutură și de apariția fisurilor de pe conturul dintre umplutură și elementele scheletului, care micșorează rigiditatea celei dintîi, pe măsura creșterii încărcărilor care i se aplică (fig. 194).

Atunci cînd centrul de greutate al maselor în planul clădirii (sau al tronsonului) coincide cu centrul de rigiditate al elementelor de construcție portante verticale, admițînd că planșeele sînt diafragme absolut rigide în planul lor, se poate considera că pe direcția șocului seismic, stîlpii scheletului capătă, la nivelul planșeelor, deplasări orizontale egale.

În astfel de cazuri, valoarea proiecției orizontale a efortului care se naște în diagonala k a umpluturii de la nivelul n (se ia $n = 1$ pentru nivelul superior) se poate determina cu formula :

$$X_{kp} = \sqrt{\frac{E_n^2 \aleph_n^2}{4\varphi_{kp}^2} + T_n \frac{\delta_n}{\varphi_{kp}}} - \frac{B_n \delta_n}{2\varphi_{kp}}, \quad (37)$$

iar proiecția orizontală a efortului din diagonala i de la același nivel n, cu formula :

$$X_{in} = X_{kp} \sqrt{\frac{\varphi_{kp}}{\varphi_{ip}}}, \quad (38)$$

în care

$$B_n = \sum_{i=1}^{i=s} \sqrt{\frac{\varphi_{kp}}{\varphi_{ip}}}, \quad (38\,a)$$

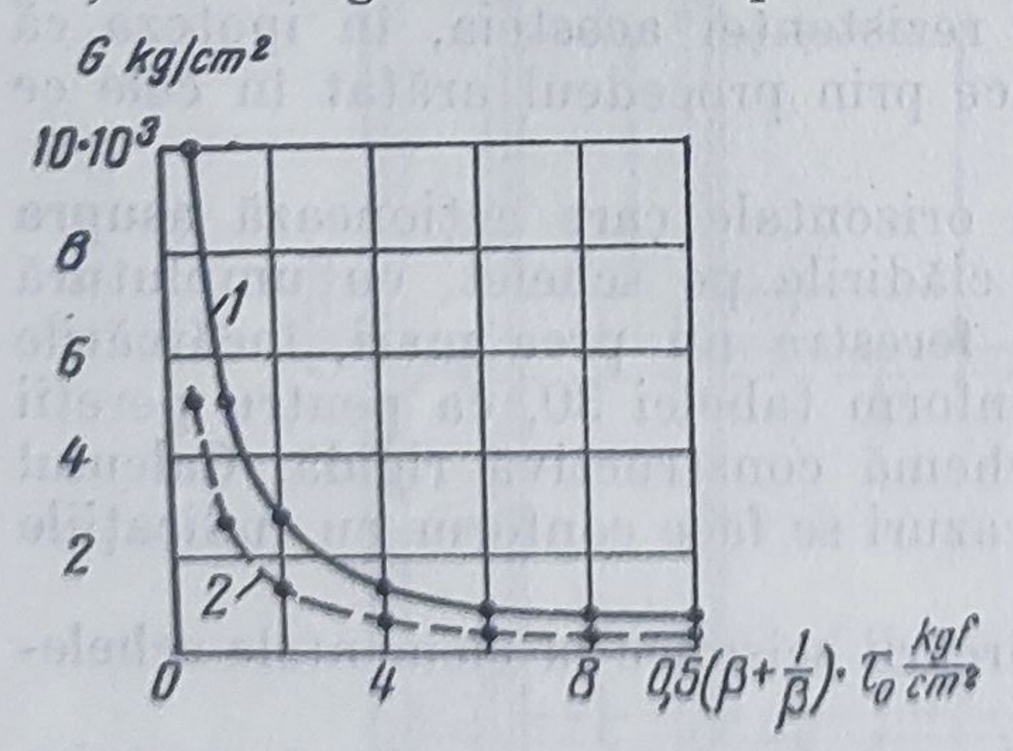


Fig. 194. Micșorarea modulului convențional de elasticitate transversală al umpluturii, G' și scheletului, pe măsura creșterii eforturilor unitare tangențiale convenționale τ_0, care acționează asupra acestuia, după cercetările făcute la TNIISK.

T_n este forța tăietoare orizontală care revine întregului tronson, la nivelul etajului n;

δ_n — deplasarea orizontală a părții superioare a nivelului n al scheletului față de partea sa inferioară, produsă de o forță unitară, în ipoteza că umplutura lipsește, admițînd că rigiditatea riglelor este infinit mai mare (ceea ce conduce la o oarecare supraapreciere a rigidității scheletului în comparație cu rigiditatea umpluturii); atunci cînd la un nivel există t stîlpi, se poate scrie:

$$\delta_n = \frac{h_{et\,n}^3}{12} \sum_{m=1}^{m=t} \frac{1}{E_m I_m}; \tag{39}$$

unde $E_m I_m$ este produsul dintre modulul de elasticitate și momentul de inerție al stîlpului n;

$h_{et\,n}$ — înălțimea etajului;

atunci cînd stîlpii sînt identici,

$$\delta_n = \frac{h_{et\,n}^3}{12\ tE_m I_m}, \tag{40}$$

t este numărul stîlpilor de la un etaj;

φ_{kp} și φ_{ip} sînt caracteristicile rigidității umpluturilor din panourile k și i de la nivelul m

$$\varphi_{kp} = L_{kp}\left(a_k + \frac{b_k}{\lambda_k}\right); \tag{41}$$

a_k și b_k — lungimea și înălțimea umpluturii panoului k

$$L_{kp} = \frac{4D_k}{(a_k d_k)^2}\, m_{am\,k} n_{rost}; \tag{42}$$

$$D_k = 12 \cdot 10^{-6}[\lambda_k(\lambda_k - 2) + 2{,}93]; \tag{43}$$

$$\lambda_k = \frac{a_k}{b_k}; \tag{44}$$

$$m_{am\,k} = \frac{1}{\sqrt[3]{\left(1 - \frac{a_{2k}}{a_k}\right)^4}}; \tag{45}$$

a_{2k} este lățimea golului din panoul k;

d_k — grosimea umpluturii

$$n_{rost} = \frac{7{,}5}{h_{zid}}; \tag{46}$$

h_{zid} — înălțimea rîndului de zidărie în cm; la zidăria cu înălțimea de o cărămidă $n_{rost} = 1$.

Formula (43) este valabilă cu condiția

$$0{,}55 \leqslant \frac{b_{1k}}{b_k} \leqslant 0{,}7, \tag{47}$$

unde b_{1k} este înălțimea golului panoului.

Pentru fiecare diagonală a umpluturii trebuie satisfăcută următoarea condiție de rezistență

$$X_{kp} \leqslant X_{kp,\,cap}, \tag{48}$$

unde $X_{kp,\,cap}$ este capacitatea portantă de calcul a umpluturii în cazul deformațiilor în planul său (la umplutura fără goluri, aceasta se determină în momentul producerii fisurii în lungul diagonalei comprimate); în cazul ruperii prin rosturi, se determină cu formula:

$$X_{kp,\,cap} = \frac{0{,}8\,K_k a_k d_k R_f (1 - 0{,}1\,\lambda_k)}{1 - 0{,}7\,\dfrac{f}{\lambda_k}}, \tag{49}$$

în care R_f este rezistența de calcul convențională (la care se ține seama de coeficienții condițiilor de lucru) a zidăriei la forfecare prin rosturi (adeziune tangențială);

f — un coeficient de frecare interioară în rosturile zidăriei (la zidăria din cărămidă plină și la blocuri mici pline, de formă regulată, $f = 0{,}7 \cdot 0{,}8 = 0{,}56$, iar la zidăria din cărămizi cu găuri verticale $f = 0$);

K_k — un coeficient prin care se ține seamă de influența golurilor asupra capacității portante a zidăriei de umplutură

$$K_k = 0{,}5\left\{1 - 1{,}54\left[1 - 0{,}25\left(1 - \frac{a_{2k}}{a_k}\right)\right]\frac{b_{1k}}{b_k}\right\}. \tag{50}\ *)$$

La pereții fără goluri $K_k = 1$.

Formulele (49) și (50) sînt valabile atunci cînd sînt satisfăcute următoarele condiții:

$$0{,}8 \leqslant \lambda_k \leqslant 2; \tag{51}$$

$$a_{2k} \leqslant 0{,}6\,a_k \text{ și } b_{1k} \leqslant 0{,}65\,b_k. \tag{52}$$

După determinarea mărimilor $X_{1n}, \ldots, X_{kn}, \ldots, X_{5n}$ etc. și după ce s-a verificat condiția (49), se calculează încărcările orizontale de la fiecare etaj A_n, care reprezintă fracțiunea din forța orizontală totală aplicată la nodurile scheletului $T_{et\,n}$ (fig. 195, *a*):

$$A_n = T_{et\,n} - \Sigma\,(X_{in} - X_{i,\,n-1}), \tag{53}$$

unde $X_{i,\,n-1}$ este forța orizontală pe care o preia zidăria de umplutură i la etajul $n - 1$ (numerotarea etajelor făcîndu-se de sus în jos). Suma se aplică la toate cele s deschideri ale etajului, care au umplutură.

*) Capacitatea portantă de calcul $X_{kp,\,cap}$ a umpluturii cu goluri a fost determinată mai exact în lucrarea [14].

Cunoscînd încărcările de la noduri A_n care revin întregului schelet, se determină A_{rn}, valorile încărcărilor de la noduri care revin numai cadrului numărul r; aceste încărcări se calculează cu formula:

$$A_{rn} = \frac{\delta_n}{\delta_{rn}} A_n, \tag{54}$$

în care δ_{rn} și δ_n sînt deplasarea orizontală a părții superioare a etajului n al cadrului considerat r (în ipoteza că acesta nu are legături cu restul scheletului) și a întregului schelet conform formulei (39), în raport cu partea inferioară a etajului.

Cunoscînd încărcările A_{rn} și aplicînd metodele aproximative obișnuite ale mecanicii construcțiilor, se calculează momentele încovoietoare și forțele tăietoare din elementele cadrului considerat (fig. 195, *b*).

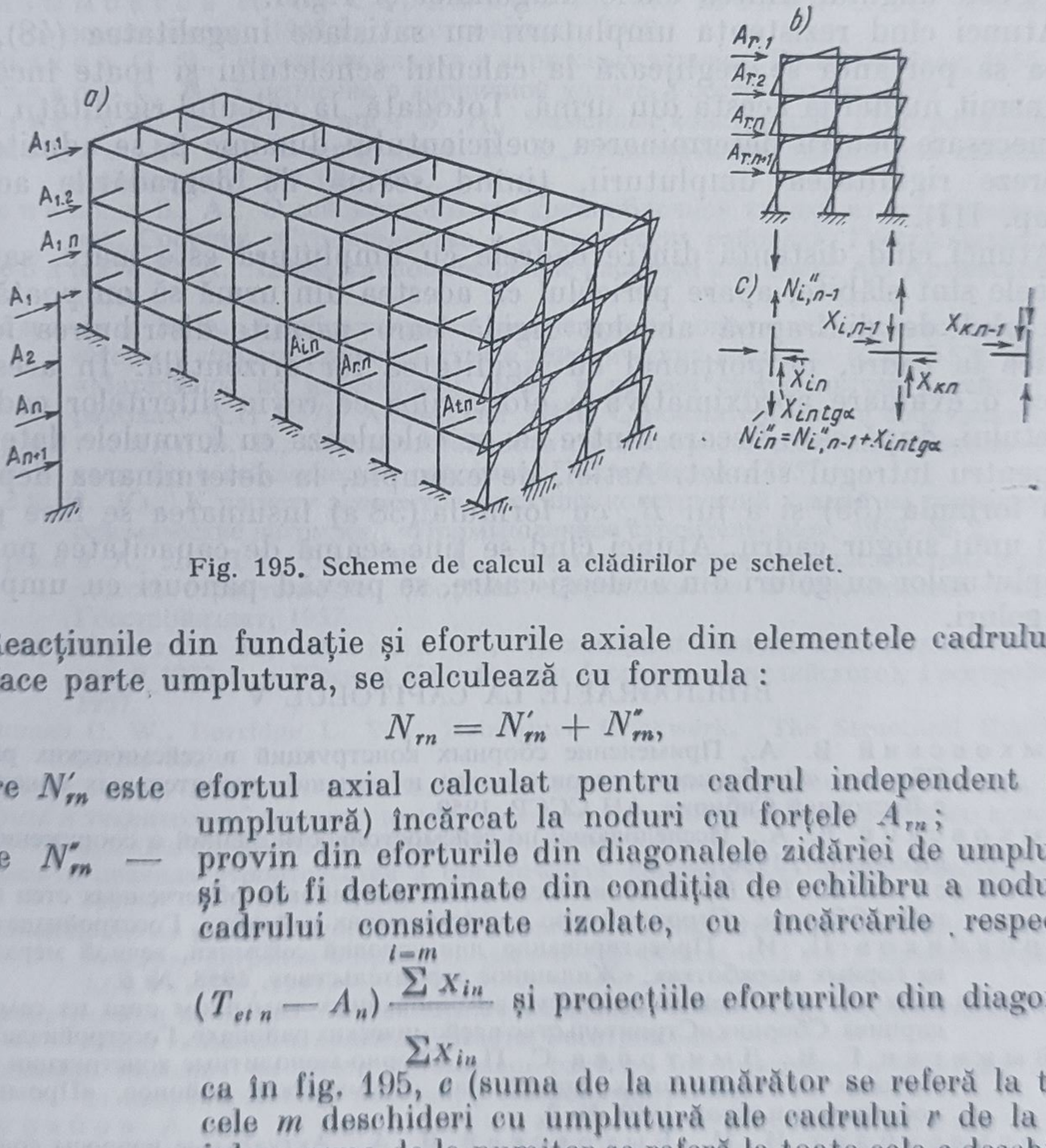


Fig. 195. Scheme de calcul a clădirilor pe schelet.

Reacțiunile din fundație și eforturile axiale din elementele cadrului din care face parte umplutura, se calculează cu formula:

$$N_{rn} = N'_{rn} + N''_{rn}, \tag{55}$$

în care N'_{rn} este efortul axial calculat pentru cadrul independent (fără umplutură) încărcat la noduri cu forțele A_{rn};

forțele N''_{rn} — provin din eforturile din diagonalele zidăriei de umplutură și pot fi determinate din condiția de echilibru a nodurilor cadrului considerate izolate, cu încărcările respective $(T_{et\,n} - A_n)\frac{\sum_{i=m} X_{in}}{\sum X_{in}}$ și proiecțiile eforturilor din diagonale, ca în fig. 195, *c* (suma de la numărător se referă la toate cele m deschideri cu umplutură ale cadrului r de la etajul n; suma de la numitor se referă la toate cele s deschideri ale etajului n, care au zidărie de umplutură).

În secțiunile riglelor și stîlpilor cadrelor din dreptul nodurilor, care au zidărie de umplutură, forța tăietoare se calculează cu formula :

$$Q_{rn} = Q'_{rn} + Q''_{rn}, \tag{56}$$

în care Q'_{rn} este forța tăietoare calculată pentru cadrul considerat independent fără umplutură, solicitat de încărcările A_{rn} aplicate la fiecare etaj;

Q''_{rn} — forța tăietoare provenită din proiecțiile eforturilor care se produc în diagonalele umpluturii, reduse cu 30% datorită frecării dintre elementele scheletului și umplutură :

la stîlpi

$$Q''_{rn\,s} = 0{,}7\ X_{in}; \tag{57}$$

la rigle

$$Q''_{rn\,r} = Q''_{rn\,s}\ \mathrm{tg}\ \alpha, \tag{58}$$

unde α este unghiul dintre axele diagonalei și riglei.

Atunci cînd rezistența umpluturii nu satisface inegalitatea (48), capacitatea sa portantă se neglijează la calculul scheletului și toate încărcările se transmit numai la acesta din urmă. Totodată, la calculul rigidității orizontale, necesare pentru determinarea coeficientului dinamic β, se admite să se micșoreze rigiditatea umpluturii, ținînd seama de degradările acesteia (v. cap. III).

Atunci cînd distanța dintre cadrele cu umplutură este mare, sau cînd planșeele sînt slăbite, apare pericolul ca acestea din urmă să nu poată îndeplini rolul de diafragmă absolut rigidă care permite distribuirea forțelor seismice la cadre, proporțional cu rigiditatea lor orizontală. În acest caz, se face o evaluare aproximativă a eforturilor ce revin diferitelor cadre ale scheletului, după care fiecare dintre ele se calculează cu formulele date anterior pentru întregul schelet. Astfel, de exemplu, la determinarea deplasării δ_n cu formula (39) și a lui B_n cu formula (38 a) însumarea se face pentru stîlpii unui singur cadru. Atunci cînd se ține seamă de capacitatea portantă a umpluturilor cu goluri din aceleași cadre, se prevăd panouri cu umplutură fără goluri.

BIBLIOGRAFIE LA CAPITOLUL V

1. Быховский В. А., Применение сборных конструкций в сейсмических районах. Сборник «Особенности строительства и решения строительных конструкций в Восточной Сибири», АН СССР, 1959.
2. Быховский В. А., Исследования по сейсмостойкости зданий и сооружений, Госстройиздат, 1956.
3. Бухвостов Н. В., Применение в сейсмических районах облегченных стен из кирпича. Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
4. Бронников П. И., Проектирование для условий сейсмики, вечной мерзлоты и на горных выработках, «Жилищное строительство», 1958, № 6.
5. Волгарев А. И., Сейсмостойкость армированных камышом стен из саманного кирпича. Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.

5a. Выжигин Г. В., Дмитриев С. П., Сборно-монолитные конструкции многоэтажных промышленных зданий для сейсмических районов, «Промышленное строительство», 1960, № 2.

6. Гольденблат И. И., Быховский В. А., Актуальные вопросы современного сейсмостойкого строительства. Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.

7. Гольденблат И. И., Быховский В. А., Некоторые вопросы расчета и конструирования сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов. Сборник «Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами», Госстройиздат, 1958.
8. Генчев М., По някои въпроси на антисеизмичного строителство, «Строителство», 1958, № 6, Болгария.
9. Корчинский И. Л., Сейсмические нагрузки на здания и сооружения, Госстройиздат, 1959.
10. Корчинский И. Л., Вибрация каменных зданий, вызываемая вибрацией грунта, «Строительная промышленность», 1950, № 6.
11. Корчинский И. Л., Поляков С. В., К расчету стен каменных зданий, возводимых в сейсмических районах, «Строительная механика и расчет конструкций», 1959, № 3.
12. Милейковский И. Е., Применение уравнений составных ортотропных плит и пространственных систем к расчету каркасно-панельных и бескаркасных зданий. Сборник «Вопросы расчета конструкций жилых и общественных зданий со сборными элементами», Госстройиздат, 1958.
13. Оразымбетов Н. О., Сердюков М. М., Шанин С. А., Ашхабадское землетрясение 1948 г., Госстройиздат, 1960.
14. Поляков С. В., Каменная кладка в каркасных зданиях, Госстройиздат, 1956.
15. Поляков С. В., Сцепление в кирпичной кладке, Госстройиздат, 1959.
16. Поляков С. В., Фалевич Б. Н., Каменные конструкции, Госстройиздат, 1960.
17. Пильдиш М. Я., Бирюков В. В., Конструкции зданий для сейсмических районов, АН УзССР, 1953.
18. Степанян В. А., О сейсмостойкости крупноблочной кладки из естественных камней, Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
19. Степанян В. А., Нормативное сцепление раствора с камнем. АН Армянской ССР, 1950.
20. Степанян В. А., Соображения по изменениям и дополнениям некоторых разделов «Норм и правил строительства в сейсмических районах» (СН 8-57). Сборник «Материалы по изменениям Норм и правил строительства в сейсмических районах» (СН 8-57), Армянский НИИ Стройматериалов и сооружений, 1960.
21. Серингюлян В. В., О сейсмостойкости крупнопористого бетона. Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
22. Цвей И. Ю., К расчету элементов несущих конструкций зданий на горизонтальные сейсмические нагрузки, «Промышленное строительство», 1959, № 2.
23. Чураян А. Л., Джабуа Ш. А., Применение сборного железобетона в сейсмическом строительстве. Сборник «Строительство в сейсмических районах», Госстройиздат, 1957.
24. Штейнбругге К., Моран Д., Инженерный анализ последствий землетрясений 1952 г. в Южной Калифорнии (перевод с английского), Госстройиздат, 1957.
25. Homman C. W., Burridge L. W., Reinforced Brickwork, „The Structural Engineer", April, 1939
26. Plummer H. C., Blume J. A., Reinforced Brick Masonry Later Force Design, 1954.
27. Нормы и технические условия проектирования каменных и армокаменных конструкций (НиТУ 120-55), Госстройиздат, 1955.
28. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57), Госстройиздат, 1957.
29. Рекомендации по расчету одноэтажных каменных жилых и гражданских зданий на сейсмические нагрузки и примеры расчета (на основе СН 8-57), Казахский филиал АСиА СССР, 1959.
30. Пример расчета на прочность каменных стен зданий, возводимых в сейсмических районах, и указания к примеру расчета, Госстройиздат, 1958.
31. Временные указания по конструированию, расчету, изготовлению и монтажу домов из виброкирпичных панелей, Госстройиздат, 1960.
32. Ашрабов А. Б., Мартемьянов А. И., Рассказовский В. Т., Технология производства керамзитобетонных изделий и сборные сейсмостойкие конструкции, Госиздат УзССР, 1960.

CAPITOLUL VI

ELEMENTE DE CONSTRUCȚIE PREFABRICATE DIN BETON ARMAT*)

Din categoria construcțiilor rezistente la cutremur fac parte și clădirile, precum și alte tipuri de construcții, la care elementele de construcție portante principale sînt executate din beton armat.

Betonul armat este materialul de construcție cel mai eficient, care permite realizarea în bune condiții a elementelor de construcție flexibile și rigide pentru clădirile rezistente la cutremur. Studiile făcute asupra efectelor cutremurelor au arătat că, clădirile cu planșee de beton armat, legate în mod corespunzător cu pereții, în mod obișnuit, sînt dintre cele mai rezistente la cutremur. Comportarea bună la solicitări seismice a clădirilor pe schelet de beton armat a fost confirmată cu ocazia cutremurelor de la Așhabad, California, Tokio, precum și cu ocazia altor cutremure distrugătoare. Acest lucru însă, este valabil numai pentru construcțiile de beton armat ale căror elemente sînt bine legate între ele, constituind un tot unitar. Aceste condiții sînt pe deplin satisfăcute de construcțiile executate din beton armat monolit **).

---

*) Construcțiile din panouri mari prefabricate din beton armat au fost tratate la cap. V.

**) *N. T.* Din analiza comportării construcțiilor la marele cutremur din 10 noiembrie 1940 din țara noastră au fost scoase în evidență unele aspecte caracteristice și anume:

— clădirile din zidărie portantă au dat cel mai mare procent de prăbușiri și avarieri, în special acelea care nu au avut planșee din beton armat și centuri;

— la clădirile și structurile cu schelet metalic (hale industriale, schelete multietajate) nu s-au produs avarieri ale scheletelor;

— clădirile și structurile din beton armat monolit s-au comportat, în general satisfăcător; cu toate acestea la clădirile multietajate de tip bloc, au fost înregistrate multe cazuri de avariere a stîlpilor la noduri (strivirea locală a betonului, flambajul armăturii) și a riglelor principale;

— nenumărate avarieri au fost remarcate la proeminențele construcțiilor (cupole, turle de biserici, coșuri de fum, ornamente etc);

— la multe construcții cu schelet din cadre s-a remarcat separarea panourilor de zidărie pe contur și apariția, în unele cazuri, a unui mare număr de fisuri oblice;

— în marea lor majoritate, avariile s-au concentrat în acele zone ale construcțiilor în care calitatea execuției era nesatisfăcătoare.

Unele amenajări ulterioare, în special la parterul blocurilor, au arătat că foarte multe avarii au rămas ascunse (prin rabițuri și tencuieli) slăbind prin aceasta capacitatea de rezistență a clădirilor la un eventual nou cutremur de aceeași intensitate.

Ca o particularitate, acest cutremur a scos în evidență o serie întreagă de avarii la elementele portante verticale (în special la stîlpii blocurilor) provocate de componentele verticale ale accele-

Industrializarea construcțiilor impune înlocuirea pe scară largă a betonului armat monolit prin beton prefabricat.

Folosirea betonului armat prefabricat în regiunile bîntuite de cutremure, necesită aplicarea unor măsuri suplimentare care rezultă din specficul solicitărilor seismice. De regulă, toate îmbinările elementelor prefabricate trebuie monolitizate astfel, încît construcția din elemente prefabricate să lucreze ca o construcție monolită. În fond, în aceasta constă particularitatea fundamentală a folosirii prefabricatelor de beton armat în regiuni seismice.

Monolitizarea corespunzătoare a planșeelor prefabricate îndeplinește un rol foarte important în asigurarea rezistenței la cutremur a clădirilor. Dacă monolitizarea este realizată astfel încît planșeul prefabricat poate fi tratat ca o diafragmă orizontală rigidă, un astfel de planșeu, pe lîngă faptul că asigură rigiditatea spațială a clădirii, redistribuie forțele seismice orizontale la elementele de construcție verticale, proporțional cu rigiditățile lor. Dacă această condiție nu este îndeplinită, fiecare stîlp, perete și plin de zidărie trebuie calculat astfel, încît să poată prelua, independent, toată încărcarea care îi revine. Un astfel de calcul conduce adeseori, la necesitatea de a majora secțiunile elementelor de construcție portante și la un consum nejustificat de materiale de construcție.

În Normele și regulile de construcție în regiuni seismice se prevede ca planșeele și acoperișurile prefabricate din beton armat să fie monolitizate [5]. În acest scop, se recomandă două procedee diferite.

Conform primului procedeu, monolitizarea se face cu ajutorul penelor care se introduc în golurile prevăzute în acest scop în panourile de planșeu, după care aceste goluri, precum și rosturile, se umplu cu mortar sau cu beton cu agregat mărunt. Aceste legături se calculează la eforturile de lunecare și de întindere care se produc în rosturile dintre panouri și asigură conlucrarea dintre panouri la încărcări orizontale și verticale.

Cel de-al doilea procedeu de monolitizare constă din ancorarea elementelor de planșee în centura monolită de pe perimetrul planșeului și umplerea rosturilor dintre panouri cu mortar de ciment sau cu beton preparat cu agregat mărunt.

Conform acestui procedeu de monolitizare a planșeelor prefabricate (fig. 196), pe perimetrul tuturor pereților, la nivelul planșeului, se toarnă o centură din beton armat monolit. Dacă centura este bine legată de panourile planșeelor, ea constituie un cadru care împiedică o eventuală deplasare a panourilor. Legătura dintre planșeu și centură, se realizează fie prevăzîndu-se la capetele panourilor mustăți în formă de Π, prin care se introduce armătura centurilor, fie prin introducerea în rosturile dintre panouri a unor carcase

---

rațiilor mișcării seismice, la distanțe apreciabile de epicentru (București), efect caracteristic *cutremurelor cu focare adînci.*

Asupra sistemelor constructive care s-au dezvoltat în țara noastră după anul 1950 (clădiri din zidărie portantă sau blocuri mari cu planșee prefabricate, hale industriale cu schelet și acoperiș prefabricat, clădiri multietajate din panouri mari etc.) o concluzie nu poate fi trasă decît din experiența altor țări.

Urmările cutremurului din 1940 sînt legate adesea numai de prăbușirea catastrofală a blocului Carlton; în realitate însă, afară de acest bloc multietajat din beton armat monolit, atît în București cît și în alte orașe ca Focșani, Brăila, Galați, mii de construcții de toate tipurile au suferit fie prăbușiri parțiale, fie avarii importante.

verticale de armătură, ale căror capete se încastrează în centură. Pentru asigurarea unei legături mai bune între panouri, se recomandă ca fețele laterale ale acestora să fie ondulate.

Dacă seismicitatea de calcul nu depășește gradul 8, carcasele de armătură pot fi montate numai pe 1,2 m în lungul rostului dintre panouri. Cu toate acestea, cantitatea totală de armătură necesară pentru monolitizarea planșeelor și pentru executarea centurilor monolite, ajunge la 3 kg pe 1 m² de planșeu.

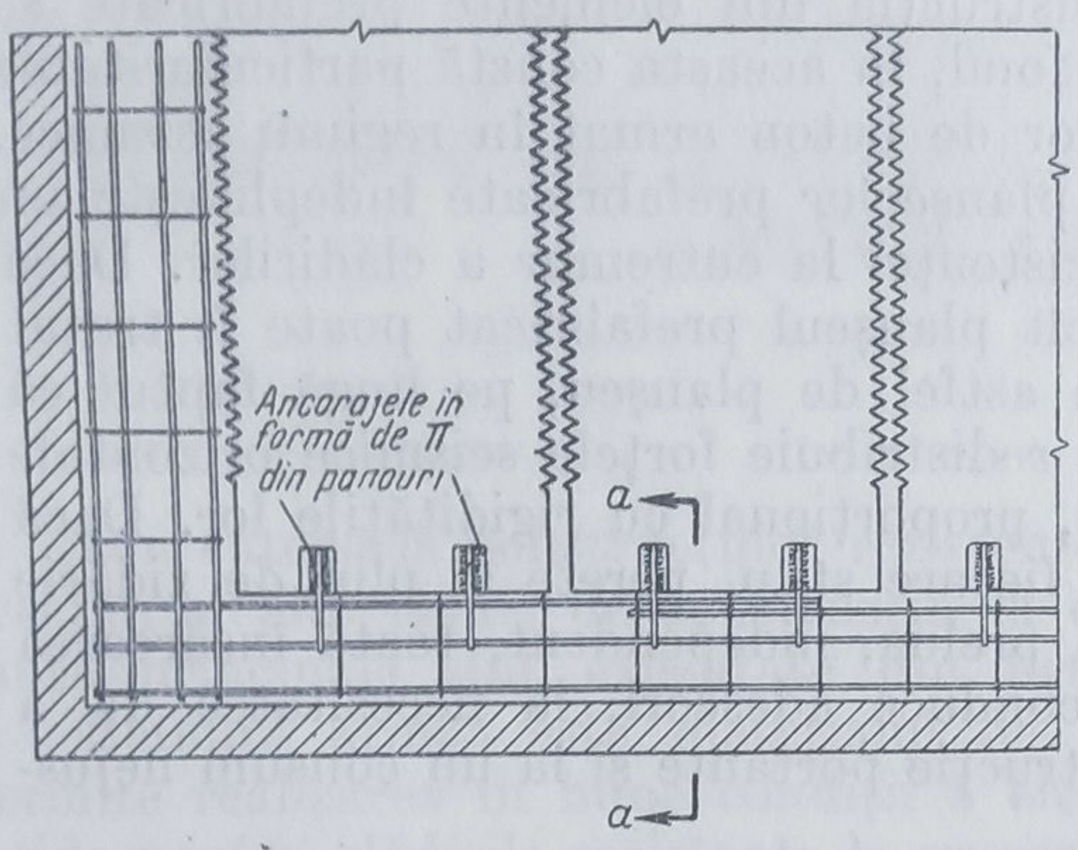


Fig. 196. Monolitizarea planșeelor cu centuri.

Îmbinările cu pene uniform distribuite în lungul panourilor, după umplerea golurilor și rosturilor cu beton, de asemenea, pot asigura planșeului rigiditatea necesară [3]. Legăturile dintre panouri se fac în zona superioară și inferioară (fig. 197).

Îmbinările cu pene nu necesită armături suplimentare, întrucît în acest caz se folosește armătura de montaj transversală a fîșiilor de planșee [4], care în timpul cutremurului devine o armătură de rezistență. Prin aplicarea acestui procedeu de monolitizare, consumul de armătură devine mai mic față de primul procedeu, însă avantajele celor două procedee de monolitizare pot fi stabilite numai după verificarea rigidității planșeelor monolitizate în condiții de șantier.

Procedeele de monolitizare a planșeelor prefabricate, recomandate în norme, nu sînt singurele procedee posibile și în consecință, este necesar să se cerceteze și alte soluții pentru mărirea rigidității planșeelor prefabricate și pentru simplificarea lucrărilor de monolitizare.

La clădirile cu pereți de zidărie, centurile antiseismice prefabricate au căpătat o mare răspîndire. Totuși, la clădirile cu planșee prefabricate din beton armat, centurile fie că se înlocuiesc prin grinzi de centură din beton monolit, fie că nu se execută de loc. Astfel, domeniul de folosire a centurilor de beton armat se limitează la clădirile de zidărie cu planșee de lemn.

Înlocuirea centurilor antiseismice monolite, prin centuri prefabricate, permite executarea zidăriei fără întrerupere și în aceasta constă avantajul lor principal.

La proiectarea centurilor prefabricate, o atenție deosebită trebuie acordată distribuției rosturilor dintre elementele centurilor. Ținînd seama de faptul că sub acțiunea forțelor seismice orizontale centurile lucrează atît

la întindere, cît și la încovoiere, rosturile de la îmbinările dintre elementele centurilor, în general, nu trebuie să fie plasate la colțuri sau la intersecțiile dintre pereți. Fragmentarea centurii antiseismice în elemente care urmează

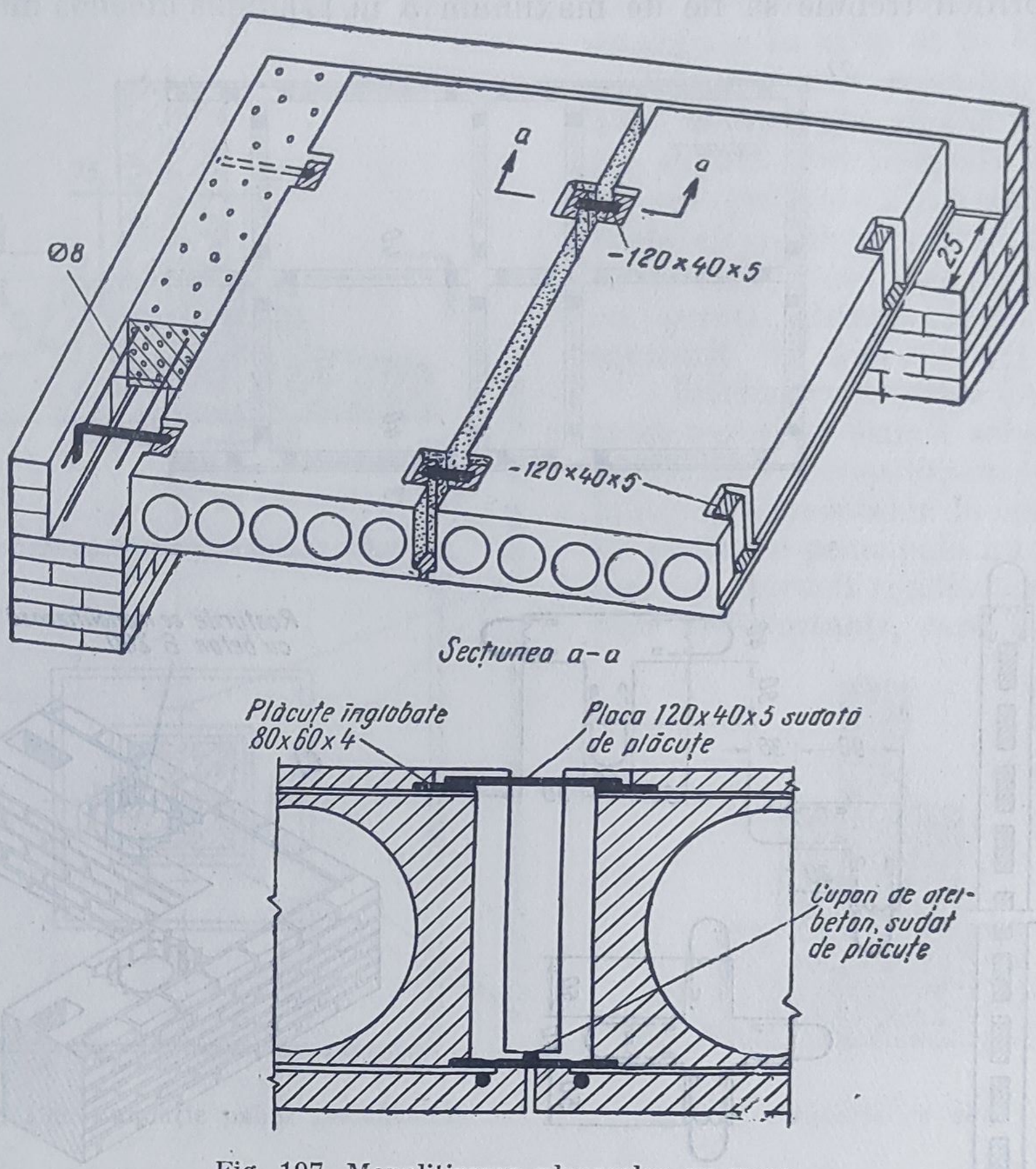


Fig. 197. Monolitizarea planșeelor cu pene.

să fie prefabricate, în mod obișnuit, se face astfel ca lungimea fiecărui element să nu depășească 6 m. Un exemplu de centură antiseismică prefabricată este arătat în fig. 198. Întrucît centura antiseismică lucrează în special la întindere axială (pe lîngă încovoiere), armătura din rosturi se îmbină fie prin sudare, fie prin procedeul indicat în fig. 198.

Pe lîngă faptul că centurile antiseismice măresc stabilitatea pereților, ele constituie un element intermediar important care asigură legătura dintre elementele de construcție portante orizontale și verticale ale clădirilor (planșee și pereți). În consecință, pentru realizarea legăturii dintre centura prefabricată, zidărie și planșeu, se iau măsuri constructive speciale.

Astfel, la centura antiseismică care se montează la nivelul planșeului de la pod și la care încărcarea transmisă de zidăria executată deasupra cen-

turii este mică, se poate recomanda ca în centură să se prevadă orificii pentru montarea ulterioară a carcaselor de armătură. Aceste carcase se introduc pe o adîncime de 40 cm în locașurile prevăzute în zidărie. Distanța dintre orificii trebuie să fie de maximum 3 m [7].

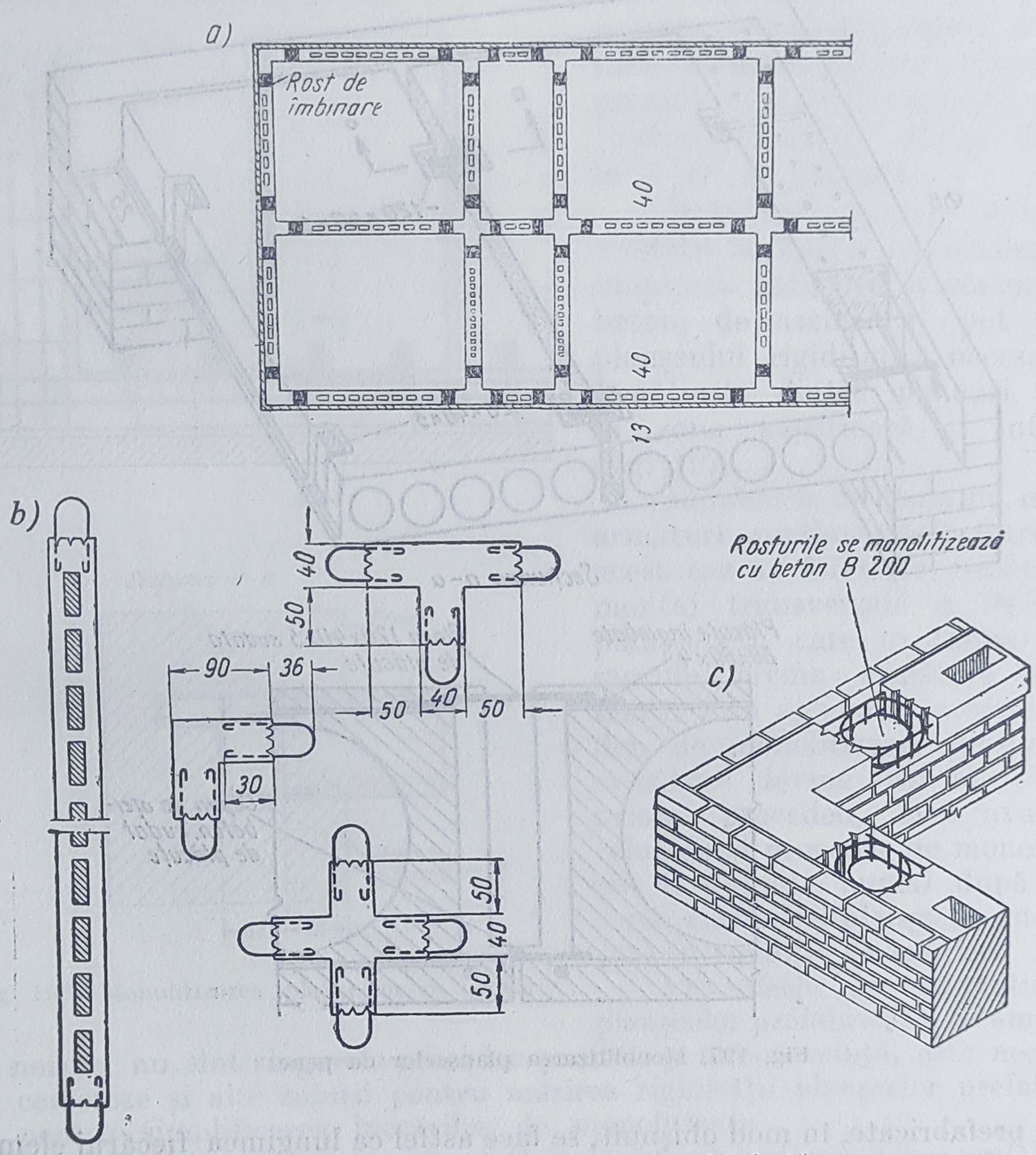


Fig. 198. Centură antiseismică prefabricată.

La clădirile pe schelet prefabricat din beton armat, în mod obișnuit, stîlpii reazemă pe fundații prefabricate. În fig. 199 se arată o fundație-pahar, în care încastrarea stîlpilor se realizează prin matarea rosturilor cu beton preparat cu agregat mic, marca betonului fiind cel puțin egală cu marca betonului stîlpilor. Înainte de matarea rosturilor cu beton, se verifică verticalitatea stîlpului care se ancorează provizoriu cu pene de lemn. Atunci cînd adîncimea paharului este mare, iar pereții săi nu sînt deajuns de masivi, pentru a se evita degradarea fundației, zona superioară a acesteia se armează (fig. 200).

Fundațiile-pahar prezintă anumite avantaje față de alte tipuri de fundații, la care stîlpul nu se introduce într-un locaș, iar legătura dintre stîlp și fundație se face cu buloane de ancorare. Acest din urmă procedeu necesită un consum suplimentar de oțel și o mare precizie la montarea pieselor înglobate în stîlp și în fundație.

În regiunile seismice, în prezent, se execută clădiri pe schelet alcătuit din elemente de construcție portante din beton armat prefabricat. Proiectul unei clădiri industriale neetajate, pe schelet, cu pereți autoportanți a fost întocmit la Giprotis [8].

Îmbinarea elastică realizată între pereți și stîlpii scheletului ne permite să considerăm că flexibilitatea elementelor de construcție portante principale nu se micșorează, întrucît rigiditatea pereților autoportanți, care în acest

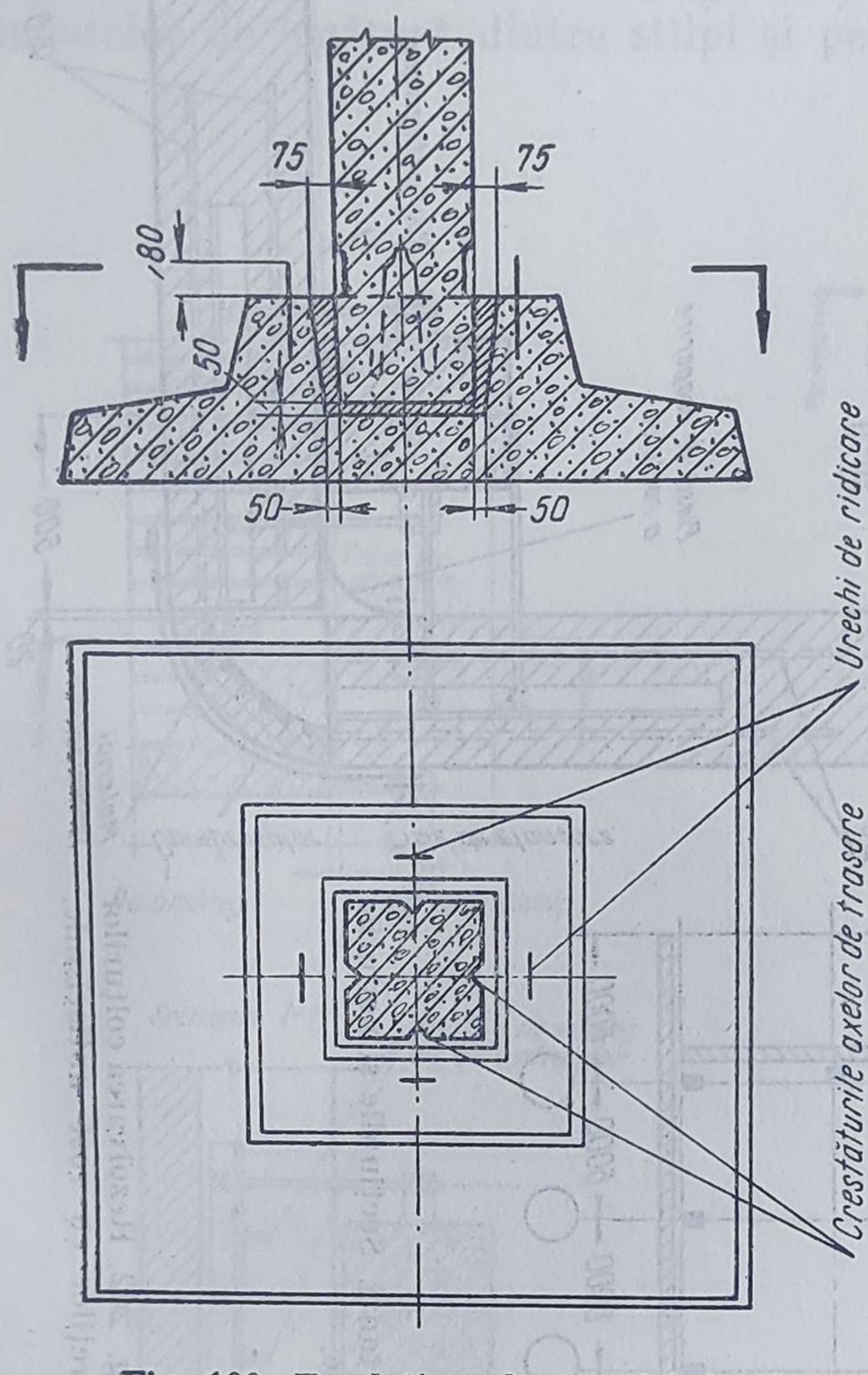


Fig. 199. Fundație pahar prefabricată.

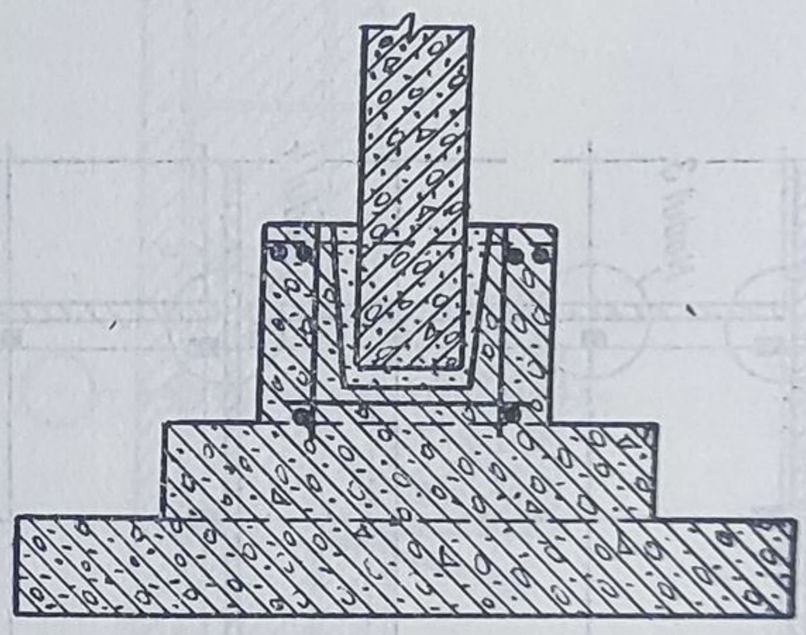


Fig. 200. Fundație cu pereți armați

caz constituie și una din încărcările construcției, nu are o influență prea mare asupra rigidității generale a întregii construcții și în consecință, nu influențează intensitatea forțelor seismice. Colțurile și intersecțiile dintre pereți, la care se produc concentrări maxime de eforturi unitare au fost rezolvate în acest proiect, într-un mod puțin obișnuit. După cum se știe, eforturile unitare locale constituie adeseori cauza degradărilor maxime și chiar cauza smulgerii pereților în dreptul îmbinărilor. În proiectul Giprotisului, pereții nu au noduri rigide. Pereții longitudinali și transversali sînt separați între ei (fig. 201—202) realizîndu-se un fel de rosturi antiseismice. Această soluție are, pe lîngă altele, dezavantajul că execuția lucrărilor este dificilă și necesită materiale speciale — plăci elastice de Izol, ruberoid colorat blindat, aluminiu etc., din care se execută compensatorii, fîșiile de etanșare și de strîngere. Totodată, pereții autoportanți se folosesc numai la clădiri cu înălțime redusă.

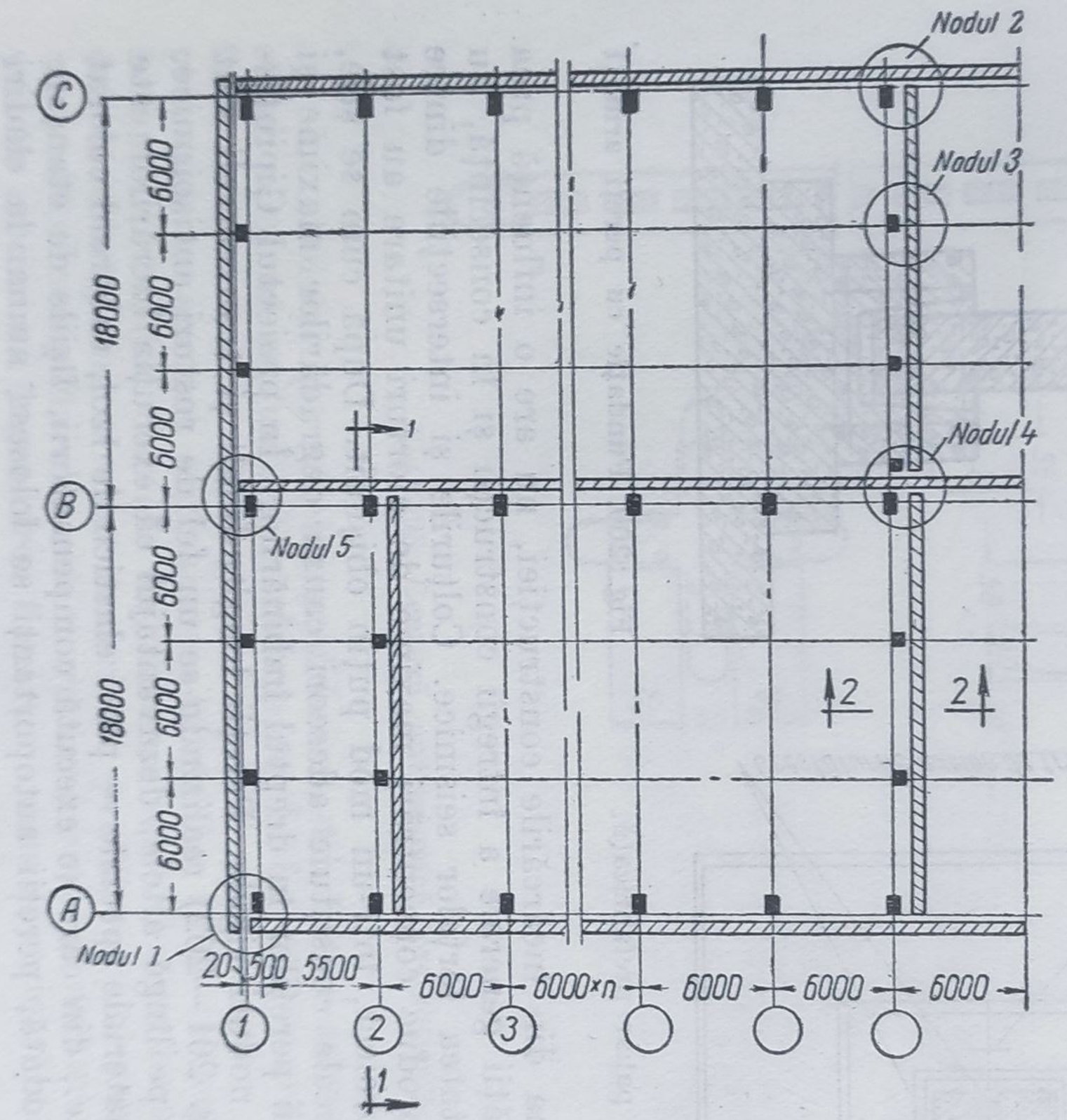


Fig. 201. Planul halei cu pereți autoportanți. Secțiunile și nodurile nu sînt arătate.

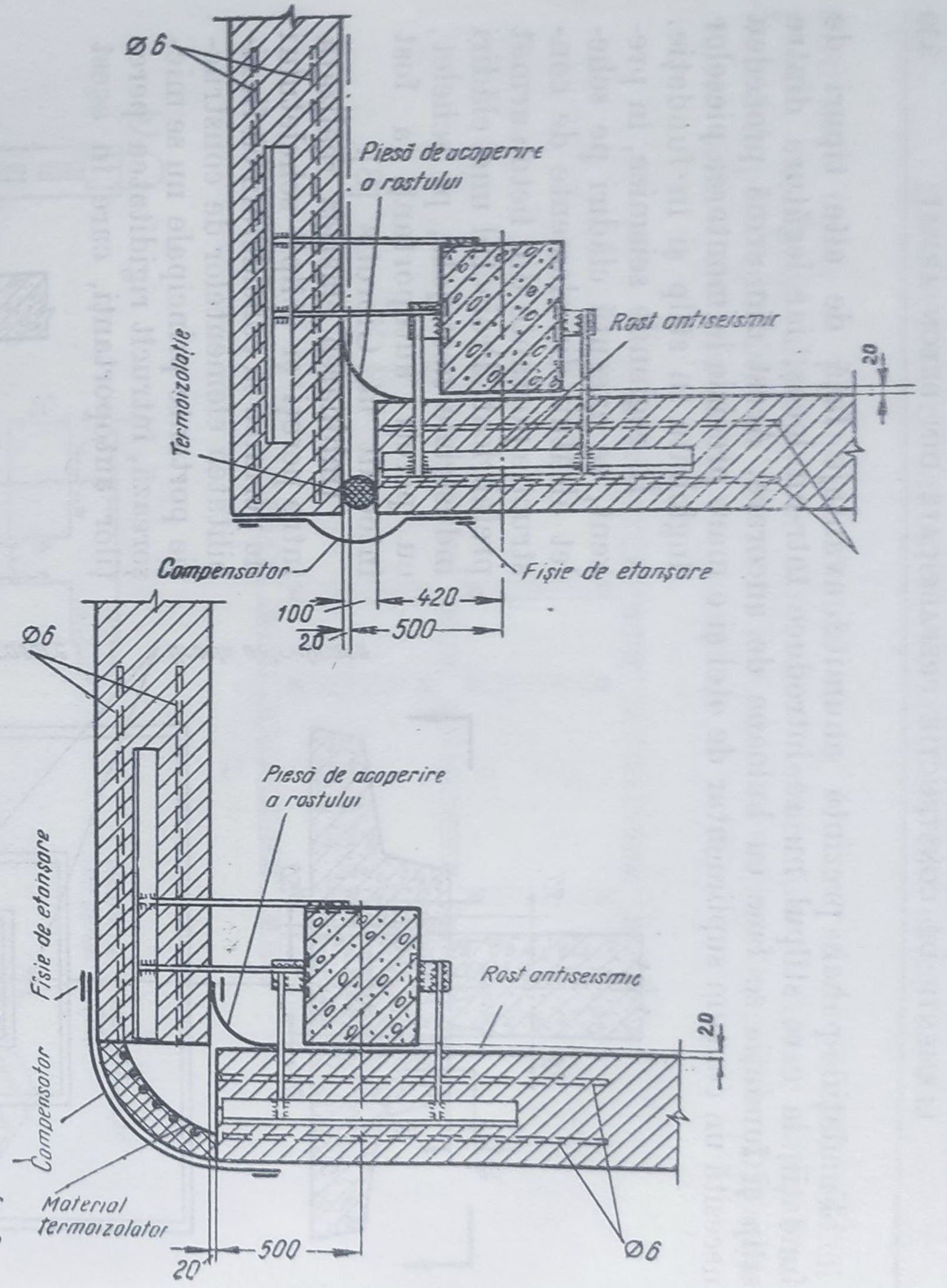


Fig. 202. Rezolvarea colțurilor pereților cu rost antiseismic.

În proiectul amintit, buiandrugii de beton armat se execută sub forma unei centuri antiseismice continue, alcătuite din grinzi de centură prefabricate, tipizate sau din grinzi-buiandrugi. Pentru prinderea buiandrugilor și grinzilor de fundație, conform fig. 203, în stîlpi se prevăd piese metalice înglobate în beton. Piese analoge se prevăd în stîlpi pentru prinderea elementelor de legătură dintre stîlpi și perete (fig. 204).

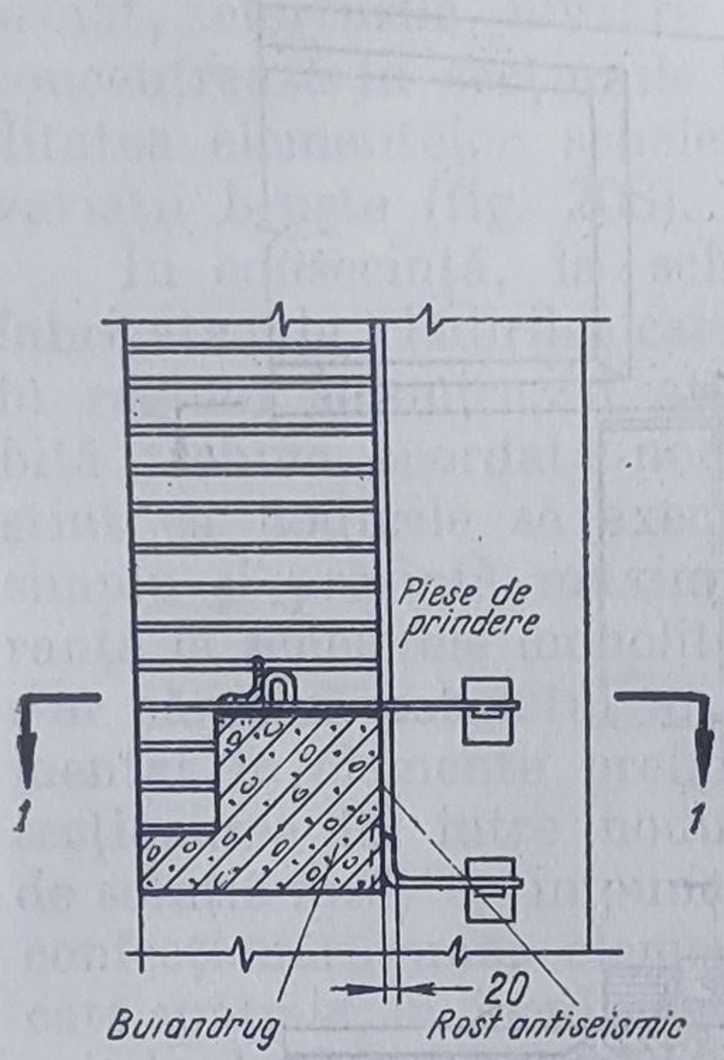


Fig. 203. Îmbinarea între buiandrug (grindă de fundație) și schelet

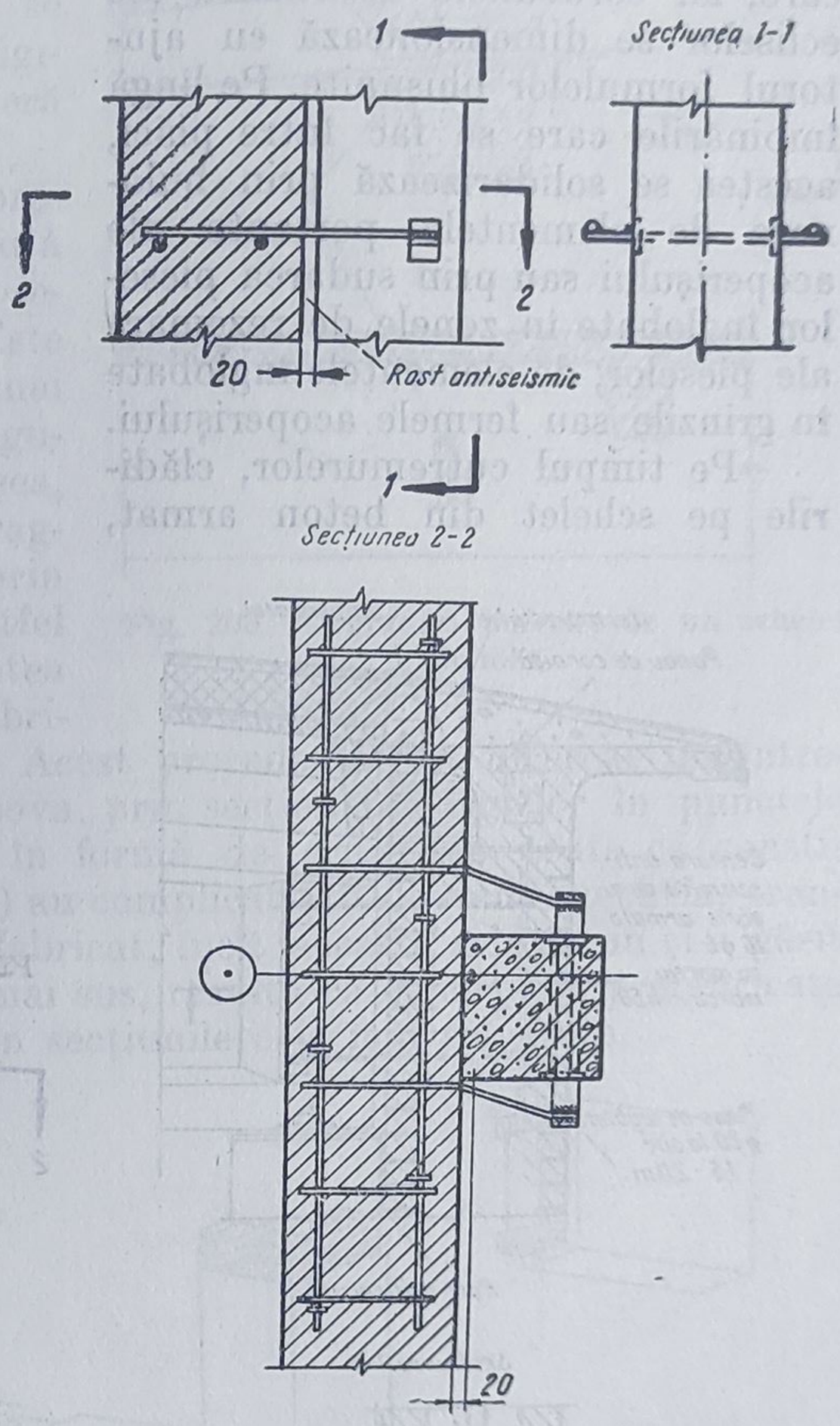


Fig. 204. Legătura între peretele autoportant și schelet, în momentul deplasării lor reciproce.

Grinzile sau fermele acoperișurilor necesită măsuri speciale, pentru asigurarea stabilității lor.

Una dintre soluțiile posibile în cazul pereților autoportanți se arată în fig. 205. O astfel de prindere este indicată numai în cazul în care cornișa peretelui autoportant este puternic armată și constituie o centură antiseismică din zidărie de cărămidă armată. În fig. 206 se arată un exemplu de rezemare, care se întîlnește mai frecvent, a grinzii de beton armat cu o singură pantă, pe stîlp. În această soluție, eforturile de calcul pe care le preia ancorajul

și sudura cresc considerabil, însă aceasta nu are o influență prea mare asupra consumului de metal, astfel că acest procedeu poate fi recomandat.

Procedeul cel mai simplu de îmbinare între plăcile acoperișului poate să fie îmbinarea cu bare din oțel-beton sau cu ajutorul ecliselor sudate de piesele înglobate în beton (fig. 207). Numărul îmbinărilor și distribuția lor se stabilește în funcție de eforturile de calcul; barele se calculează la forfecare, iar cordoanele de sudură ale ecliselor se dimensionează cu ajutorul formulelor obișnuite. Pe lîngă îmbinările care se fac între plăci, acestea se solidarizează prin bulonare de elementele portante ale acoperișului sau prin sudarea pieselor înglobate în zonele de rezemare ale pieselor, de elementele înglobate în grinzile sau fermele acoperișului.

Pe timpul cutremurelor, clădirile pe schelet din beton armat,

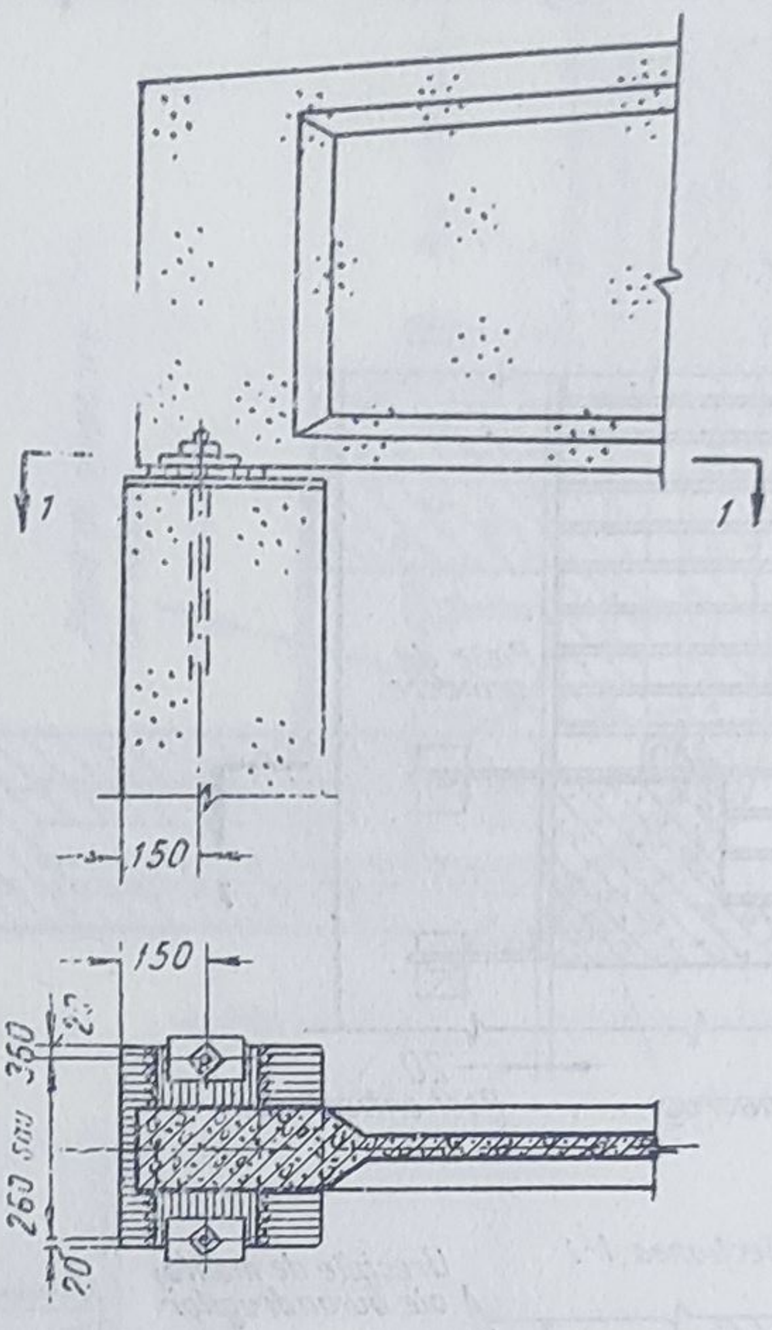
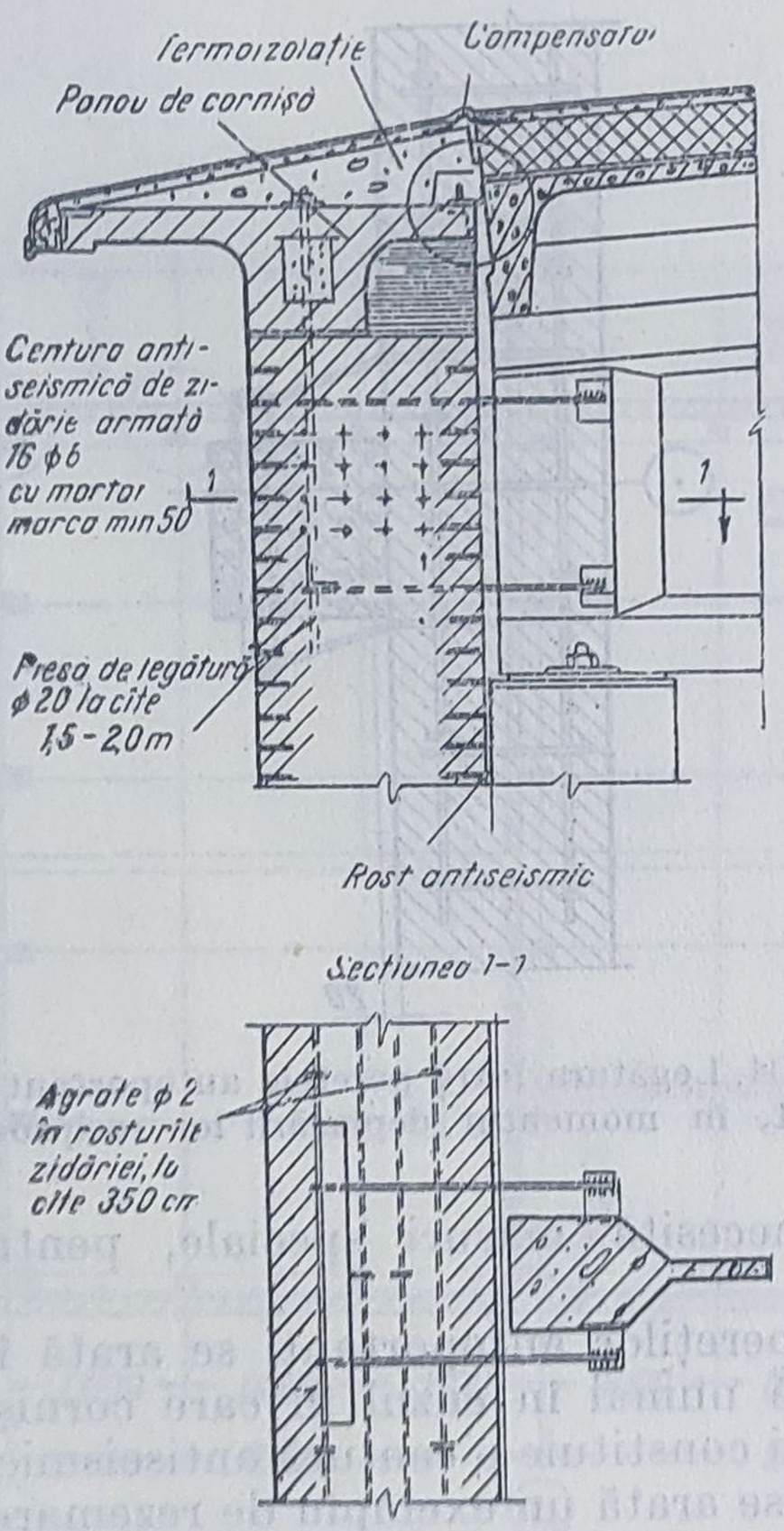


Fig. 206. Rezemarea grinzii acoperișului.



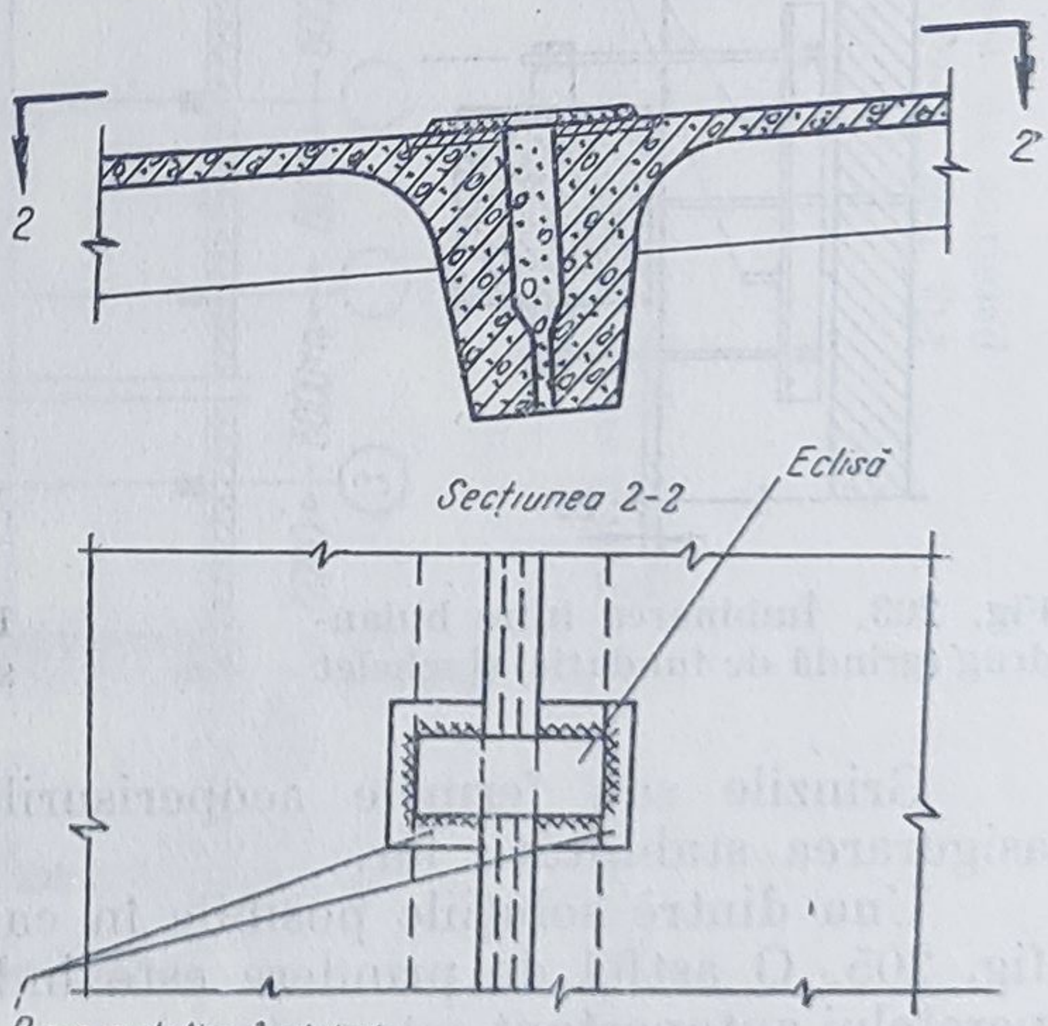


Fig. 205. Îmbinarea între grinda acoperișului și centura antiseismică.

Fig. 207. Îmbinarea între panourile de planșeu.

monolit s-au comportat cel mai bine. Cele mai puține degradări le-au suferit clădirile la care nodurile scheletului au fost întărite prin armare suplimentară, prin executarea vutelor etc.

Majoritatea degradărilor s-a produs în dreptul nodurilor dintre acele elemente ale scheletului ale căror rigidități erau foarte diferite. Din analiza efectelor cutremurelor se poate trage concluzia că în elementele de beton armat, eforturile unitare maxime se concentrează în secțiunile în care rigiditatea elementelor scheletului suferă variații bruște (fig. 208).

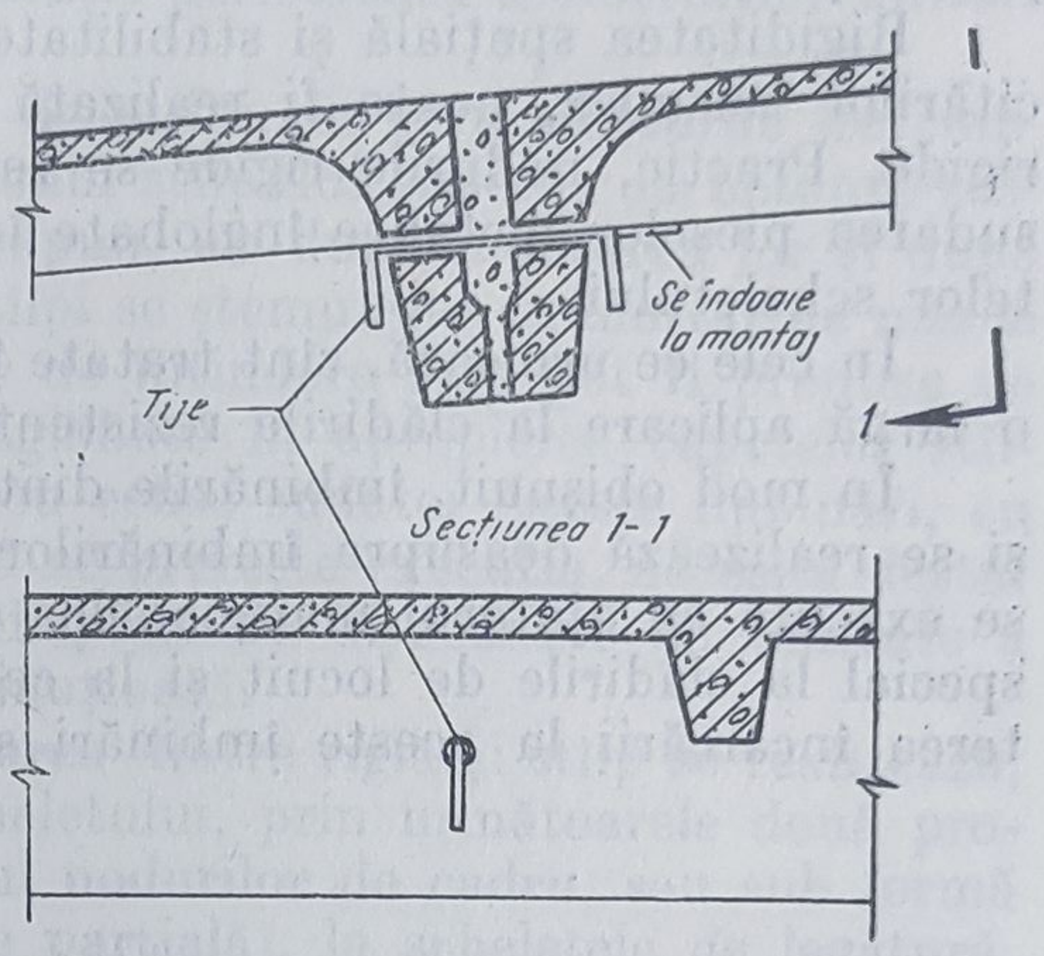


Fig. 208. Degradări suferite de un schelet monolit.

În consecință, la scheletele prefabricate ale clădirilor care se execută în regiuni seismice, o atenție deosebită trebuie acordată nodurilor. Este știut că nodurile se execută cel mai simplu și prezintă maximum de siguranță la scheletele monolite. De aceea, s-ar părea că scheletul ar trebui fragmentat în elemente prefabricate, prin secționarea lui între noduri. O astfel de soluție însă, ar impune necesitatea confecționării unor elemente prefabricate spațiale, în locul celor liniare. Acest procedeu a fost încercat de întreprinderile de construcții din Moscova, prin secționarea riglelor în punctele de moment nul (fig. 209). Stîlpii în formă de cruce (cu toate că constituiau elemente plane și nu spațiale) au complicat atît de mult execuția, transportul și montajul scheletului prefabricat, încît această soluție nu și-a găsit o largă utilizare. Din cele arătate mai sus, rezultă că elementele prefabricate trebuie îmbinate la noduri, adică în secțiunile cele mai solicitate.

În ultimii ani, datorită introducerii pe scară largă a betonului armat prefabricat, au fost proiectate și realizate numeroase tipuri de îmbinări pentru prefabricatele de beton armat [9]. Un interes deosebit prezintă nu numai îmbinările pentru clădirile care se execută în regiuni seismice, ci și soluțiile care au fost elaborate fără să se țină seama de solicitările seismice, care însă pot fi folosite și în regiuni seismice.

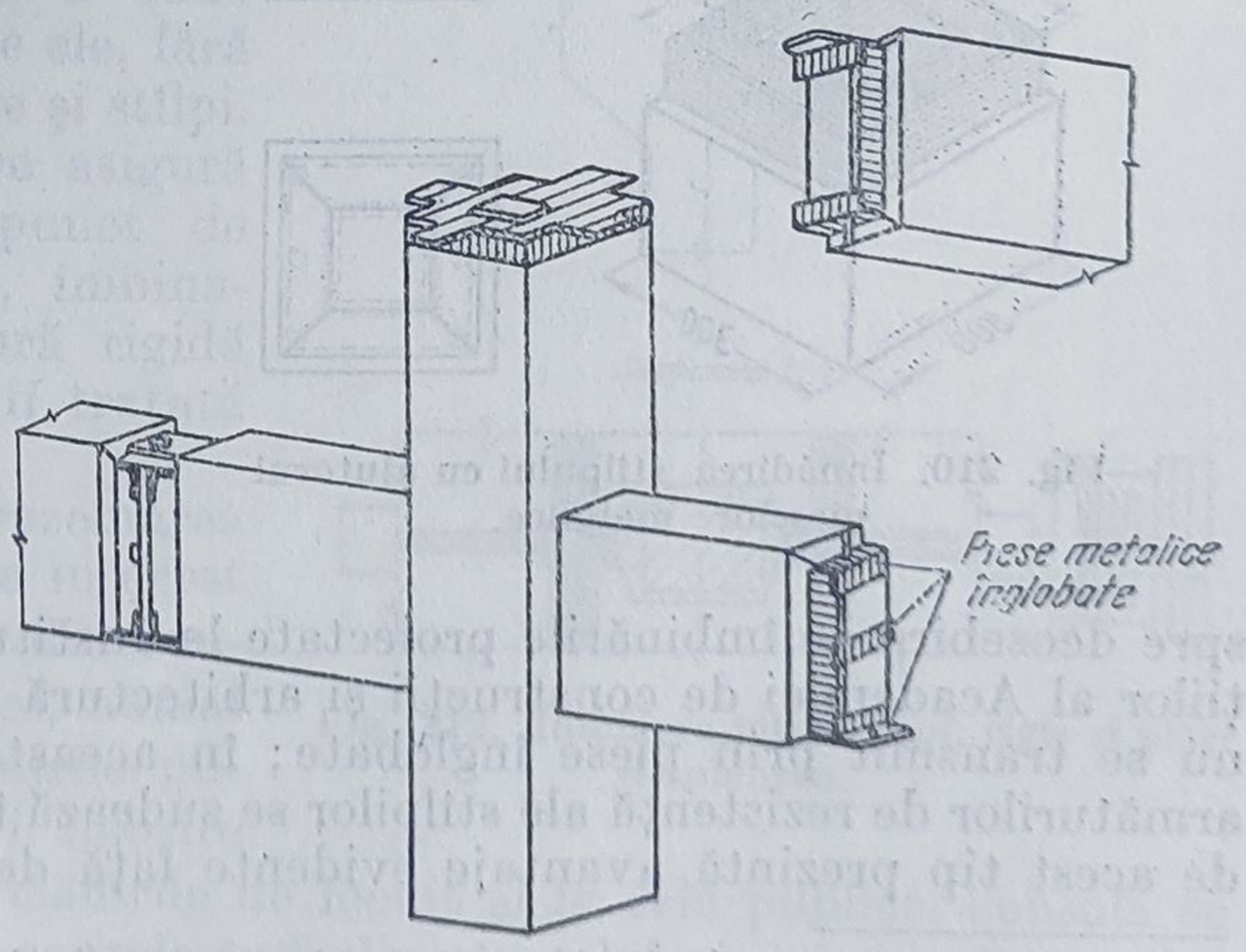


Fig. 209. Îmbinările dintre rigle în punctele de moment nul

A. L. Ciuraian și Ș. A. Djabua [4] recomandă ca la

scheletele pe cadre să se folosească îmbinări rigide între rigle și stîlpi, precum și între stîlpi, calculîndu-i la valoarea totală a eforturilor provenite din încărcarea verticală și orizontală; pentru structurile de legătură *) autorii amintiți recomandă ca îmbinările să se realizeze în ipoteza că ele preiau parțial momentele încovoietoare.

Rigiditatea spațială și stabilitatea optimă a scheletului, în ipoteza solicitărilor seismice, poate fi realizată prin executarea scheletului cu noduri rigide. Practic, nodurile rigide se realizează prin două procedee — fie prin sudarea pieselor metalice înglobate în beton, fie prin monolitizarea elementelor scheletului.

În cele ce urmează, sînt tratate în special nodurile rigide, care își găsesc o largă aplicare la clădirile rezistente la cutremur.

În mod obișnuit, îmbinările dintre stîlpii scheletului etajat se fac rigide și se realizează deasupra îmbinărilor dintre grinzi și stîlpi. Îmbinările care se execută cu ajutorul manșoanelor din oțel cornier (fig. 210) se folosesc în special la clădirile de locuit și la cele publice, cu multe niveluri. Transmiterea încărcării la aceste îmbinări se face prin piesele metalice înglobate,

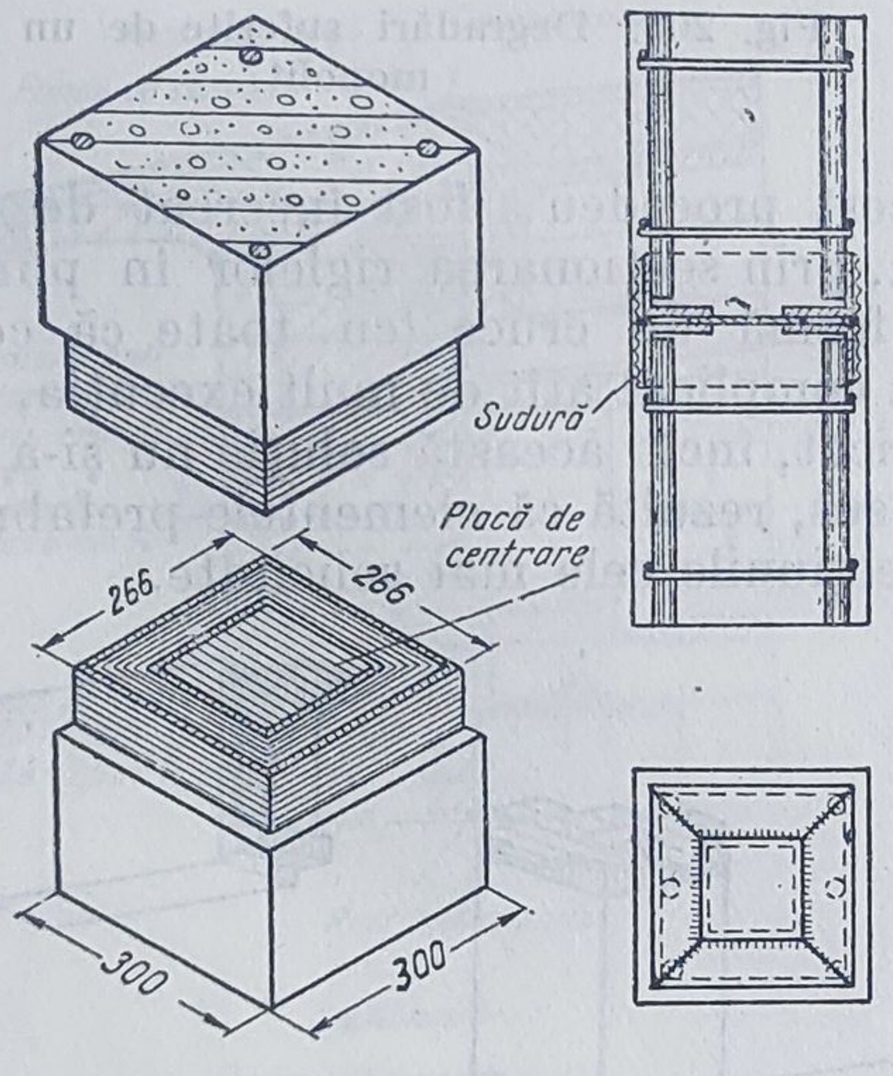
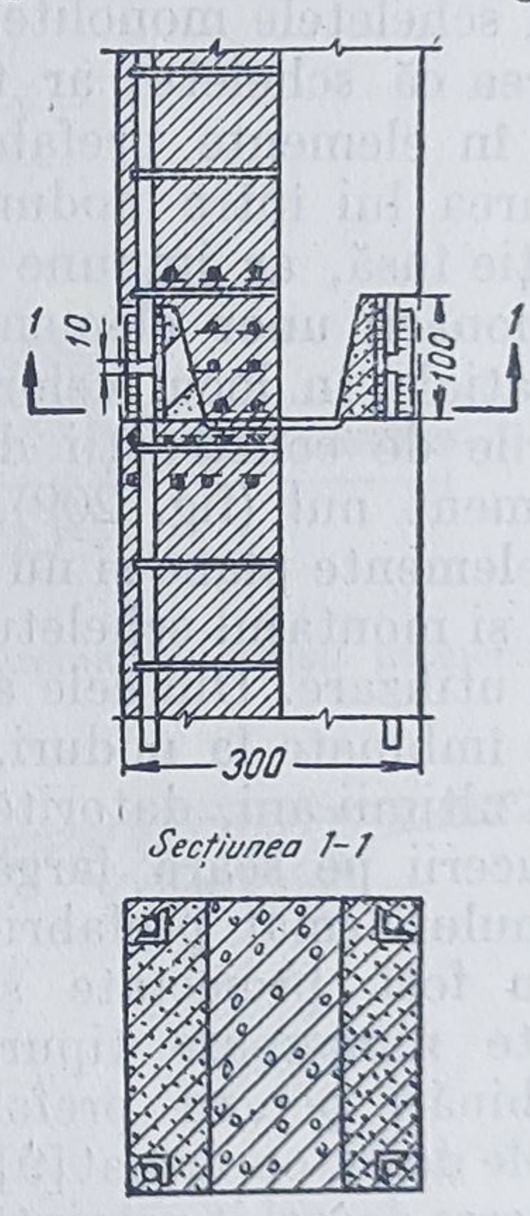


Fig. 210. Înnădirea stîlpului cu ajutorul pieselor metalice.



Secțiunea 1-1

Fig. 211. Înnădirea stîlpului prin sudarea armăturilor.

spre deosebire de îmbinările proiectate la Institutul pentru tehnica construcțiilor al Academiei de construcții și arhitectură a U.R.S.S., la care eforturile nu se transmit prin piese înglobate; în această din urmă soluție, capetele armăturilor de rezistență ale stîlpilor se sudează între ele (fig. 211). Îmbinările de acest tip prezintă avantaje evidente față de cele cu manșoane metalice,

*) Structuri cu noduri articulate sau încastrate parțial, care transmit încărcările seismice prin planșee la casa scării sau la diafragme verticale speciale, de rigidizare.

întrucît necesită un consum mult mai mic de oțel și nu prezintă zone cu rigiditate mult mai mare decît alte secțiuni.

Dezavantajele îmbinărilor cu manșoane metalice pentru înnădire, sînt: rigiditatea, casanța mare și faptul că defectele neînsemnate legate de execuția pieselor metalice produc o redistribuție periculoasă a eforturilor unitare din îmbinare.

De asemenea, se folosesc înnădiri de stîlpi, la care eforturile de compresiune sînt transmise direct de la betonul stîlpului superior la betonul stîlpului inferior. Capetele stîlpilor se suprapun, iar după montarea lor și după verificarea verticalității, rostul dintre stîlpi se ștemuiește cu mortar de marcă superioară. Pentru preluarea eforturilor de întindere care pot fi produse de solicitările seismice, piesele metalice înglobate în apropierea capetelor stîlpilor, pe fețele lor laterale, se îmbină cu eclise sudate. Aceste îmbinări, cu toate că în aparență sînt simple, în ceea ce privește execuția, necesită destul de multă manoperă și întrucît nu se dispune de dispozitive de centrare a stîlpilor, necesită o execuție foarte minuțioasă.

Așa cum s-a arătat anterior, îmbinarea dintre riglă și stîlp se realizează, în raport cu soluția constructivă a scheletului, prin următoarele două procedee: sub formă de nod rigid, de tipul nodurilor de cadru, sau sub formă de nod articulat (practic, cu încastrare parțială), la scheletele de legătură.

În fig. 212 se arată îmbinarea proiectată la Giprotis [1].

Îmbinarea prin sudare a pieselor metalice înglobate în stîlpi de piesele înglobate în rigle, pe fața inferioară a acestora, se combină cu un manșon de beton la partea superioară, comprimat între plăcile de planșeu îmbinate între ele. Rigiditatea acestei îmbinări, pe direcția perpendiculară pe planul figurii, nu este însă suficientă. La îmbinările de alt tip (fig. 213), piesele înglobate pe fața superioară a două rigle alăturate, se îmbină între ele, fără a se realiza legătura dintre ele și stîlpi. Cu toate că această îmbinare asigură continuitatea riglelor, din punct de vedere al rezistenței seismice, îmbinarea care nu asigură o legătură rigidă între riglă și stîlp nu poate fi tratată ca un nod rigid.

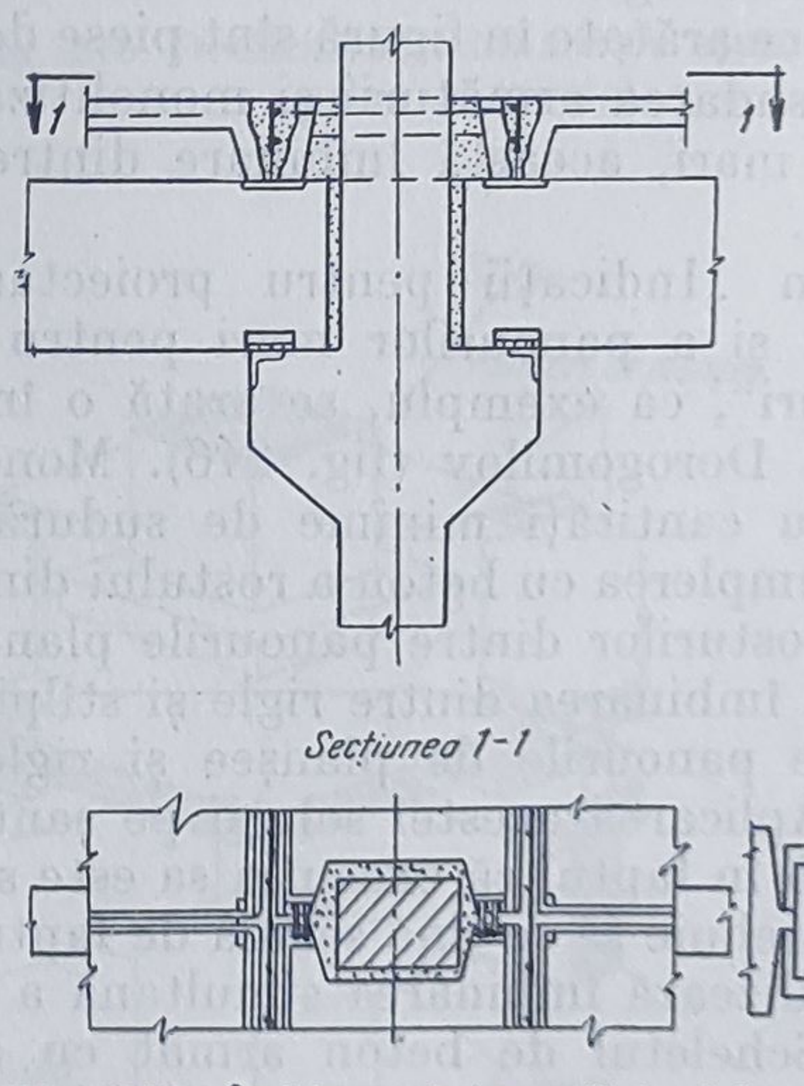


Fig. 212. Îmbinare între stîlpi, rigle și plăci de planșeu.

Îmbinările realizate prin rezemarea riglelor pe consolele prevăzute în acest scop la stîlpi pot fi admise, din considerente de ordin arhitectural, numai la clădiri industriale. La clădirile publice, aceste îmbinări pot fi folosite numai în anumite cazuri; la clădirile de locuit și la cele publice, consola se execută din profile; totodată consola îndeplinește rolul piesei metalice înglobate, destinate îmbinării cu rigla, care se prevede, în acest scop, cu un falț

(fig. 214). Bulonul din îmbinarea de sus trebuie înlocuit prin sudură, care mărește gradul de încastrare a riglelor.

În soluția arătată în fig. 215, piesele metalice înglobate în stîlpi, executate din oțel lat, se sudează astfel de armătura riglelor, încît între stîlpi

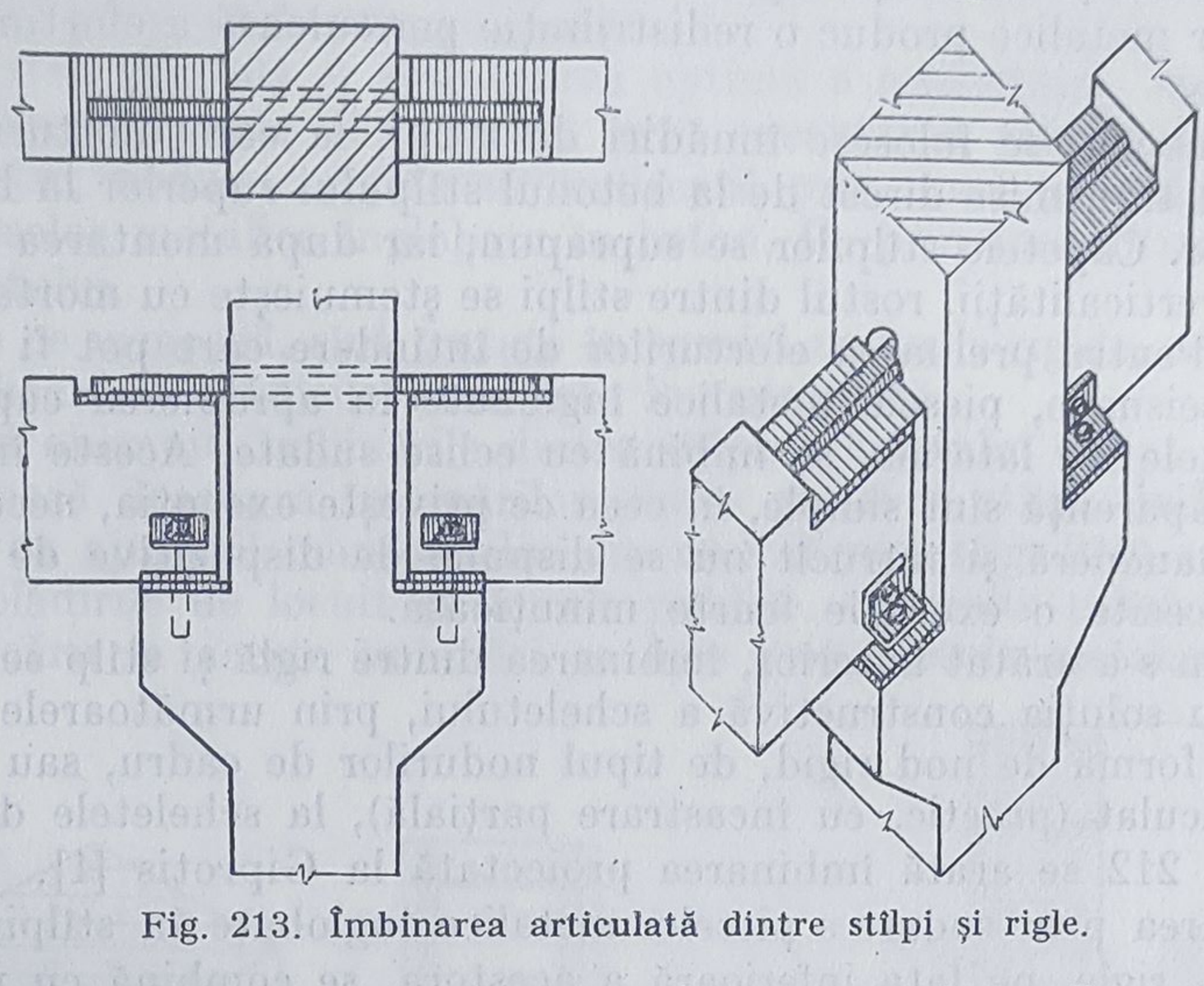


Fig. 213. Îmbinarea articulată dintre stîlpi și rigle.

și capătul riglei să rămînă un rost care se betonează și se vibrează. Consolele metalice arătate în figură sînt piese de inventar și se folosesc la stîlpul următor, după sudarea armăturii și monolitizarea îmbinării. În cazul încărcărilor verticale mari, această îmbinare dintre riglă și stîlp trebuie verificată la forfecare.

În „Indicații pentru proiectarea scheletelor prefabricate din beton armat și a panourilor mari pentru planșeele clădirilor de locuit cu multe niveluri", ca exemplu, se arată o îmbinare folosită la clădirea înaltă de pe cheiul Dorogomilov (fig. 216). Monolitizarea nodului se realizează în acest caz cu cantități minime de sudură. Îmbinarea se face prin bulonare, iar prin umplerea cu beton a rostului dintre stîlpul inferior și cel superior, precum și a rosturilor dintre panourile planșeului, se monolitizează înnădirea dintre stîlpi, îmbinarea dintre rigle și stîlpi și în același timp se realizează legătura dintre panourile de planșee și rigle.

Aplicarea acestei soluții pe șantiere a arătat că avantajul său principal constă în faptul că execuția sa este simplă. Pe desen, îmbinarea pare greoaie, însă trebuie să se țină seama de faptul că numai prin operația de monolitizare se realizează îmbinarea simultană a șase elemente ale scheletului.

Scheletul de beton armat cu astfel de îmbinări prezintă multă siguranță, atît în privința durabilității, cît și a rezistenței la foc și nu este inferior scheletului monolit executat prin procedee obișnuite. Armătura din îmbinare este bine protejată cu beton. Avantajul principal pe care îl prezintă aceste îmbinări, în comparație cu cele sudate, constă în faptul că ele se pretează mai bine la formarea articulațiilor plastice și de aceea ele pot fi recomandate pentru regiuni seismice.

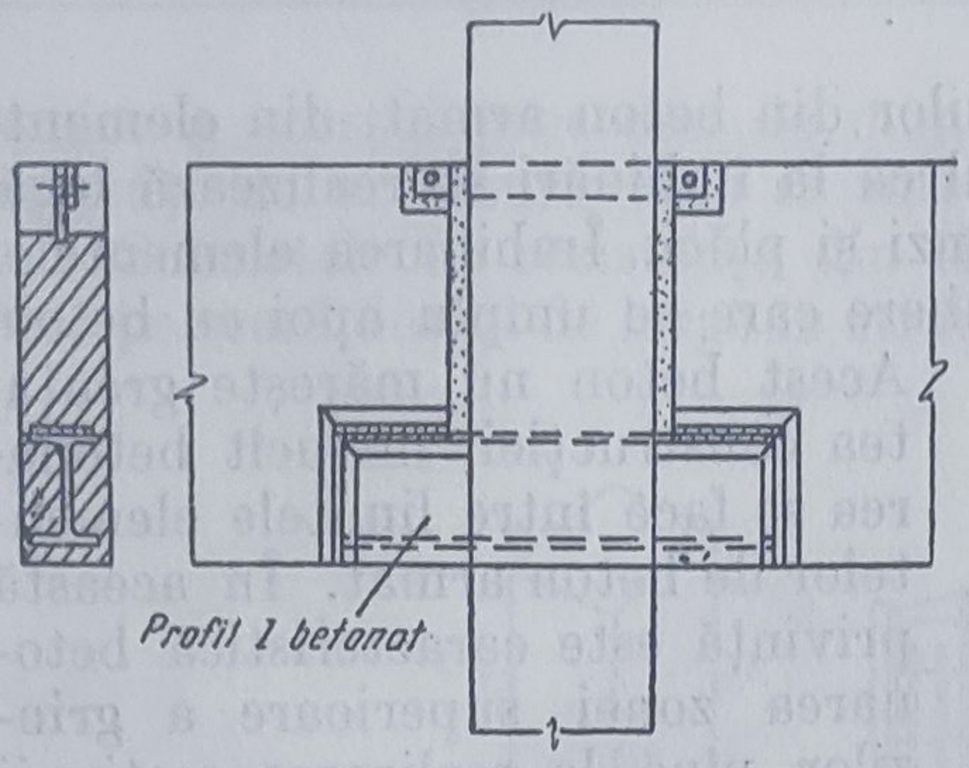
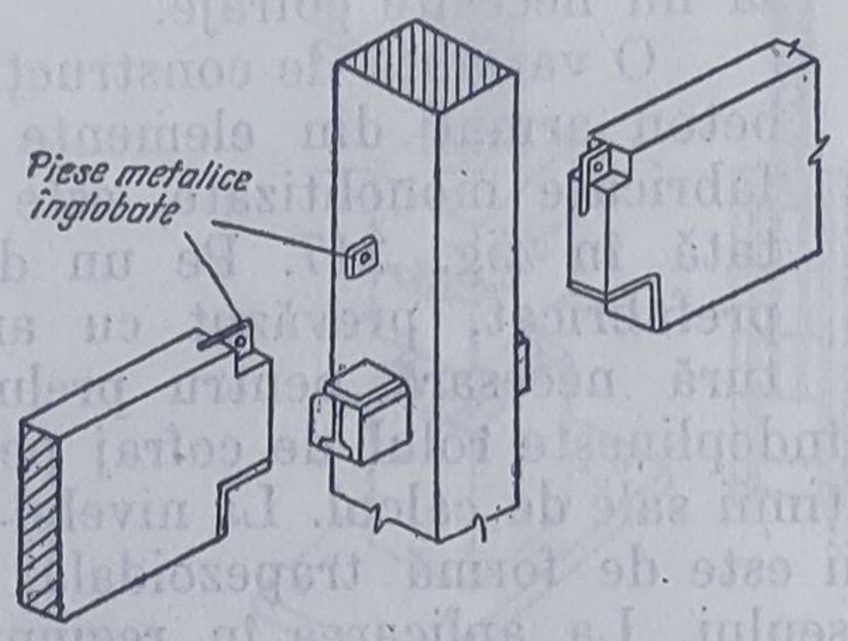


Fig. 214. Rezemarea riglelor pe console metalice.



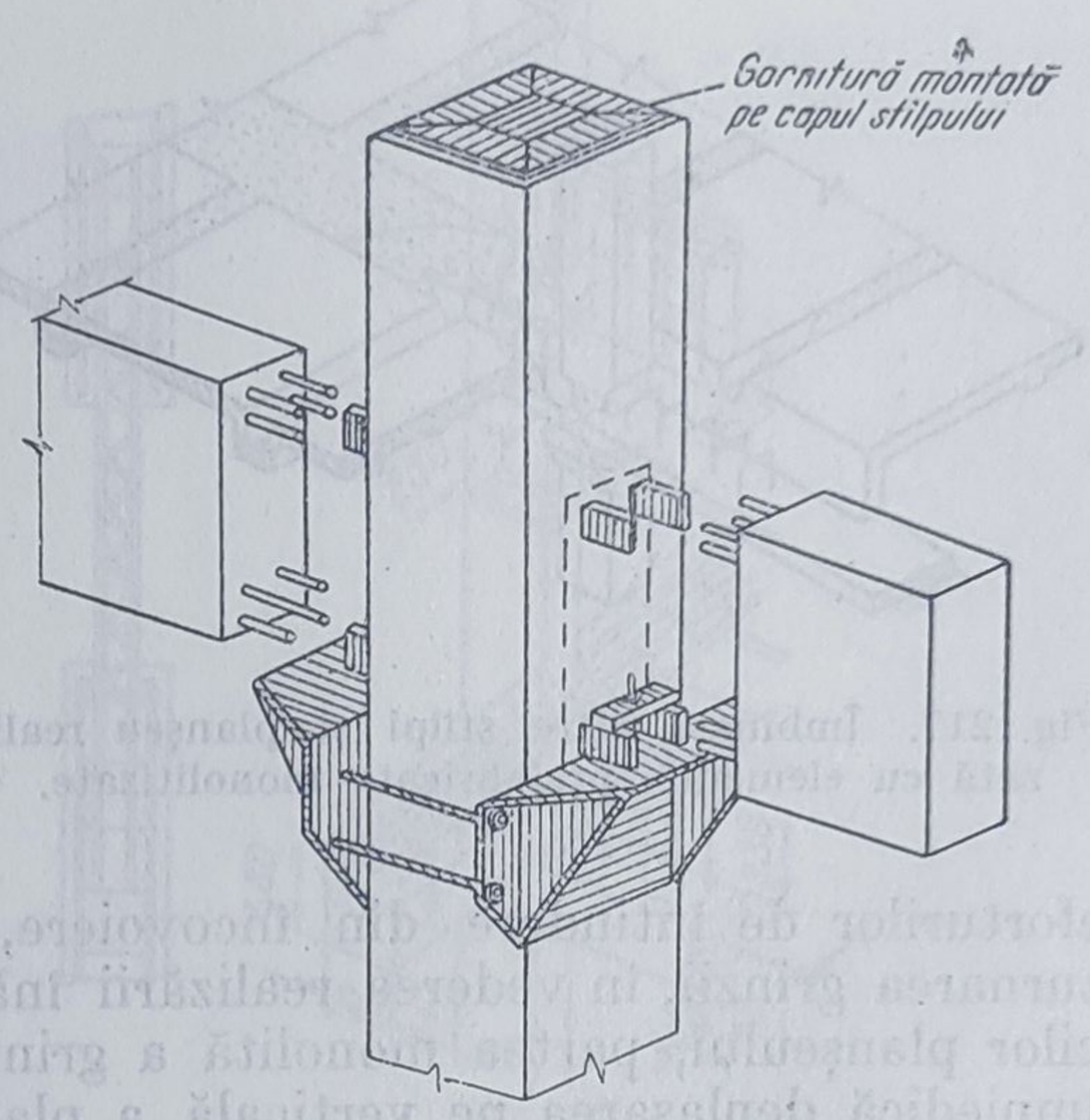


Fig. 215. Realizarea îmbinării cu ajutorul scaunelor de montaj.

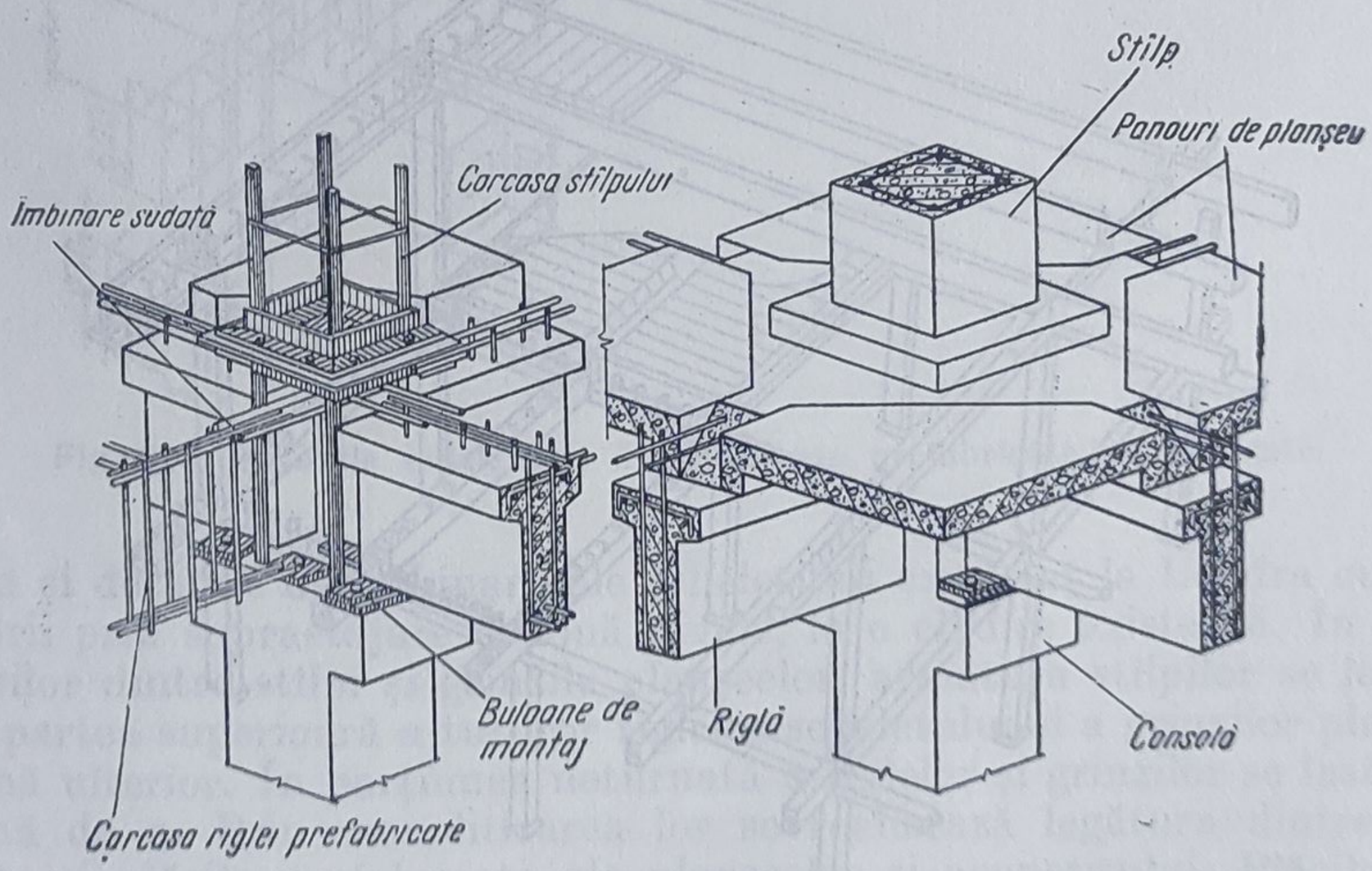


Fig. 216. Îmbinarea de montaj folosită la executarea clădirii unui hotel cu multe niveluri.

Principiul care stă la baza construcțiilor din beton armat, din elemente prefabricate monolitizate, constă în faptul că la îmbinări se realizează legături între armăturile scoase din stîlpi, grinzi și plăci. Îmbinarea elementelor se face în așa fel, încît să rămînă spații libere care se umplu apoi cu beton. Acest beton nu mărește greutatea construcției, întrucît betonarea se face între limitele elementelor de beton armat. În această privință este caracteristică betonarea zonei superioare a grinzilor pînă la realizarea secțiunii lor complete. Rosturile se realizează astfel, încît betonarea lor să nu necesite cofraje.

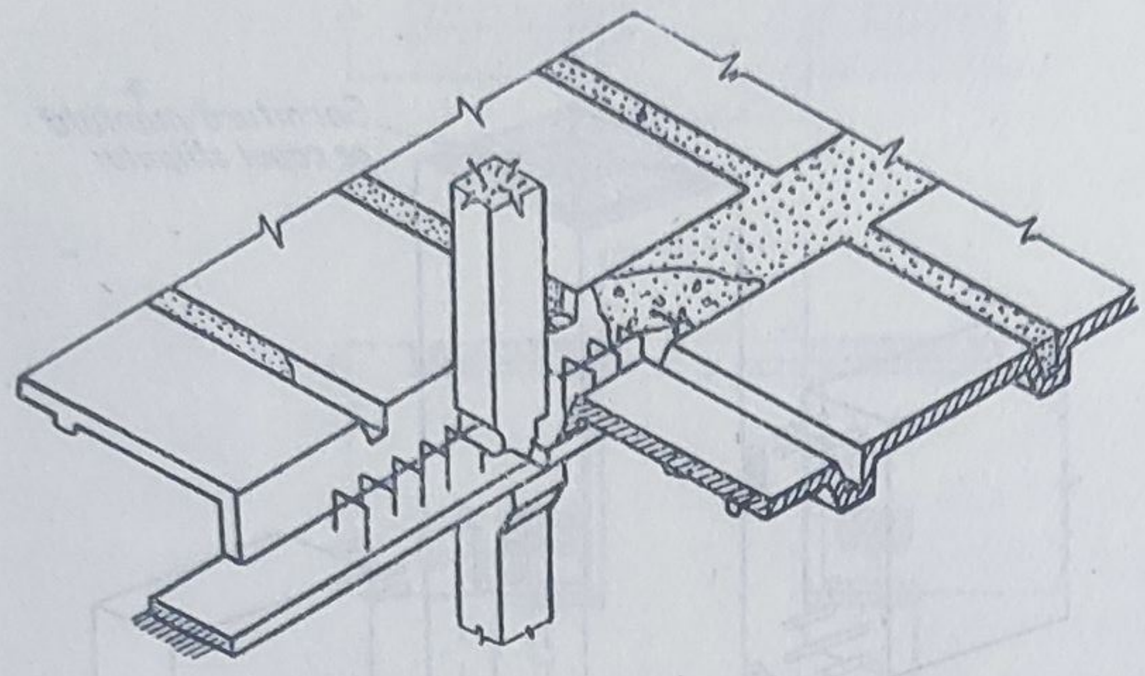


Fig. 217. Îmbinare între stîlpi și planșeu realizată cu elemente prefabricate monolitizate.

O variantă de construcție de beton armat din elemente prefabricate monolitizate, este arătată în fig. 217. Pe un dulap prefabricat, prevăzut cu armătură necesară pentru preluarea eforturilor de întindere din încovoiere, îndeplinește rolul de cofraj pentru turnarea grinzii, în vederea realizării înălțimii sale de calcul. La nivelul plăcilor planșeului, partea monolită a grinzii este de formă trapezoidală, care împiedică deplasarea pe verticală a planșeului. La aplicarea în regiuni se-

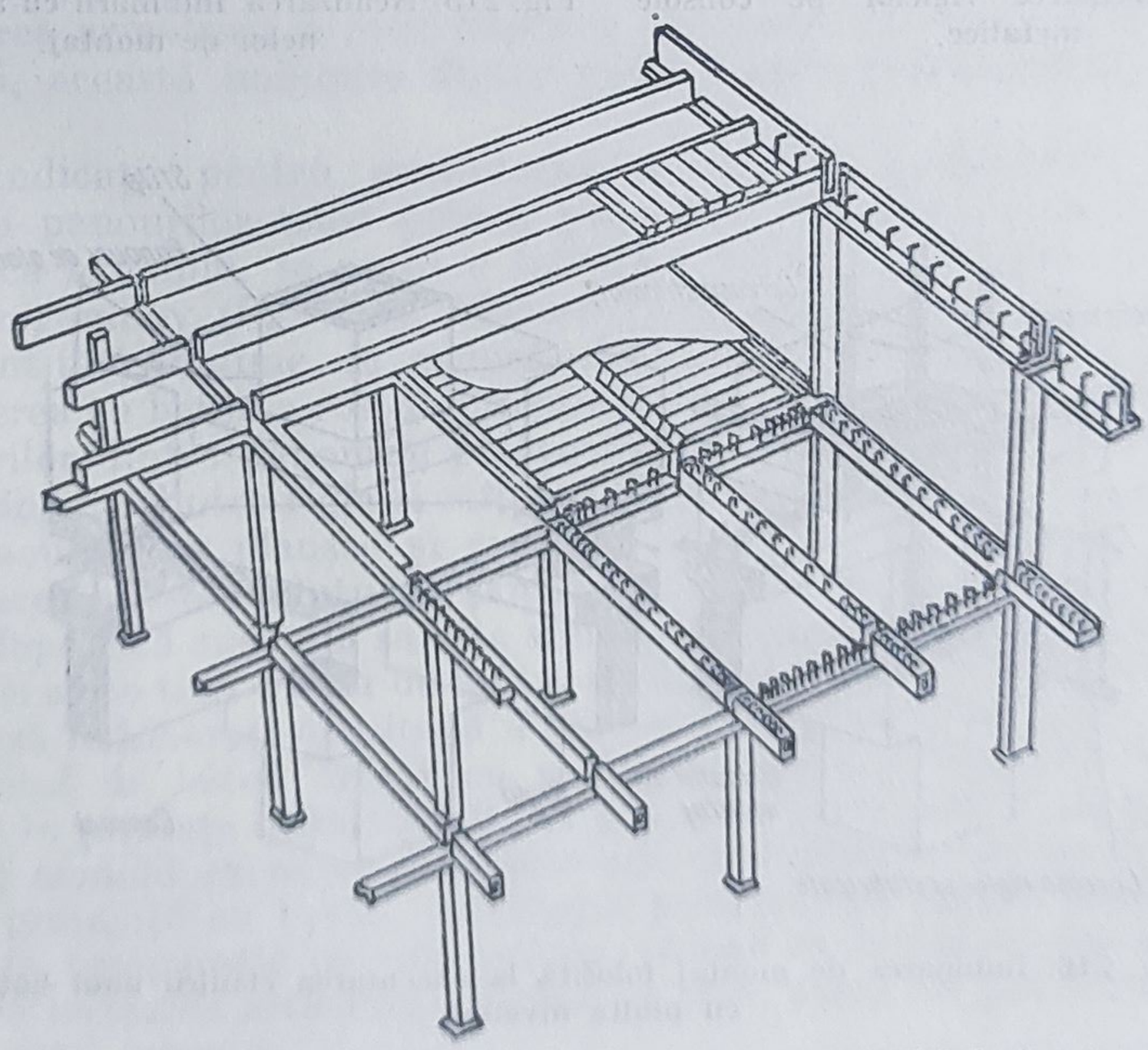


Fig. 218. Vedere de ansamblu a unui schelet din elemente prefabricate monolitizate.

ismice a acestui procedeu de monolitizare, la capetele panourilor se prevăd mustăți de armătură care se introduc în zona de monolitizare.

Scheletele de rezistență din elemente prefabricate monolitizate se folosesc pe scară destul de largă în străinătate. În fig. 218 și 219, se arată vederea

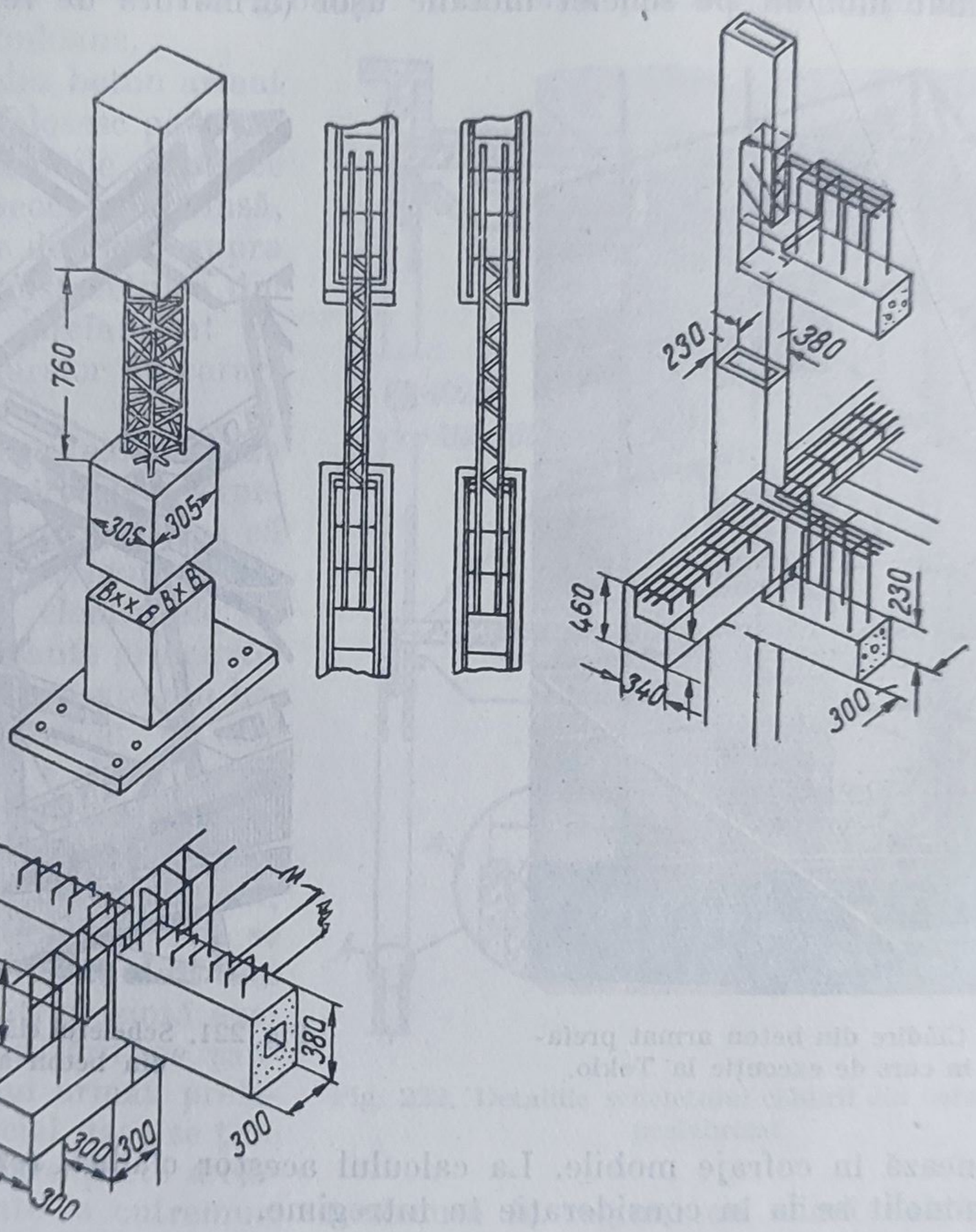


Fig. 219. Detaliile scheletului din elemente prefabricate monolitizate.

generală și detaliile de îmbinare ale scheletului executat la Londra cu ocazia executării prin supraetajare a două nivele, la o clădire existentă. În dreptul îmbinărilor dintre stîlpi și grinzile planșeelor, armătura stîlpilor se lasă dezvelită; partea superioară a tuturor riglelor scheletului și a grinzilor planșeelor se toarnă ulterior. În porțiunea neturnată a riglelor și grinzilor se lasă etrieri în formă de π. Prin monolitizarea lor se realizează legătura dintre aceste elemente și plăcile prefabricate ale planșeelor și acoperișului. Plăcile prefabricate se reazemă pe grinzi, au fețele laterale teșite și în consecință, în timpul monolitizării, ele sînt încastrate în zona superioară a grinzilor de formă trapezoidală.

Prezintă interes o soluție originală, elaborată în Japonia, pentru scheletul de beton armat prefabricat al unei clădiri de locuit. În această țară, predomină regiunile cu seismicitate de gradul 9 și în consecință, clădirile rezistente la cutremur, cu multe niveluri se execută, în mod obișnuit, din beton armat monolit pe schelet metalic ușor (armătură de rezistență) care

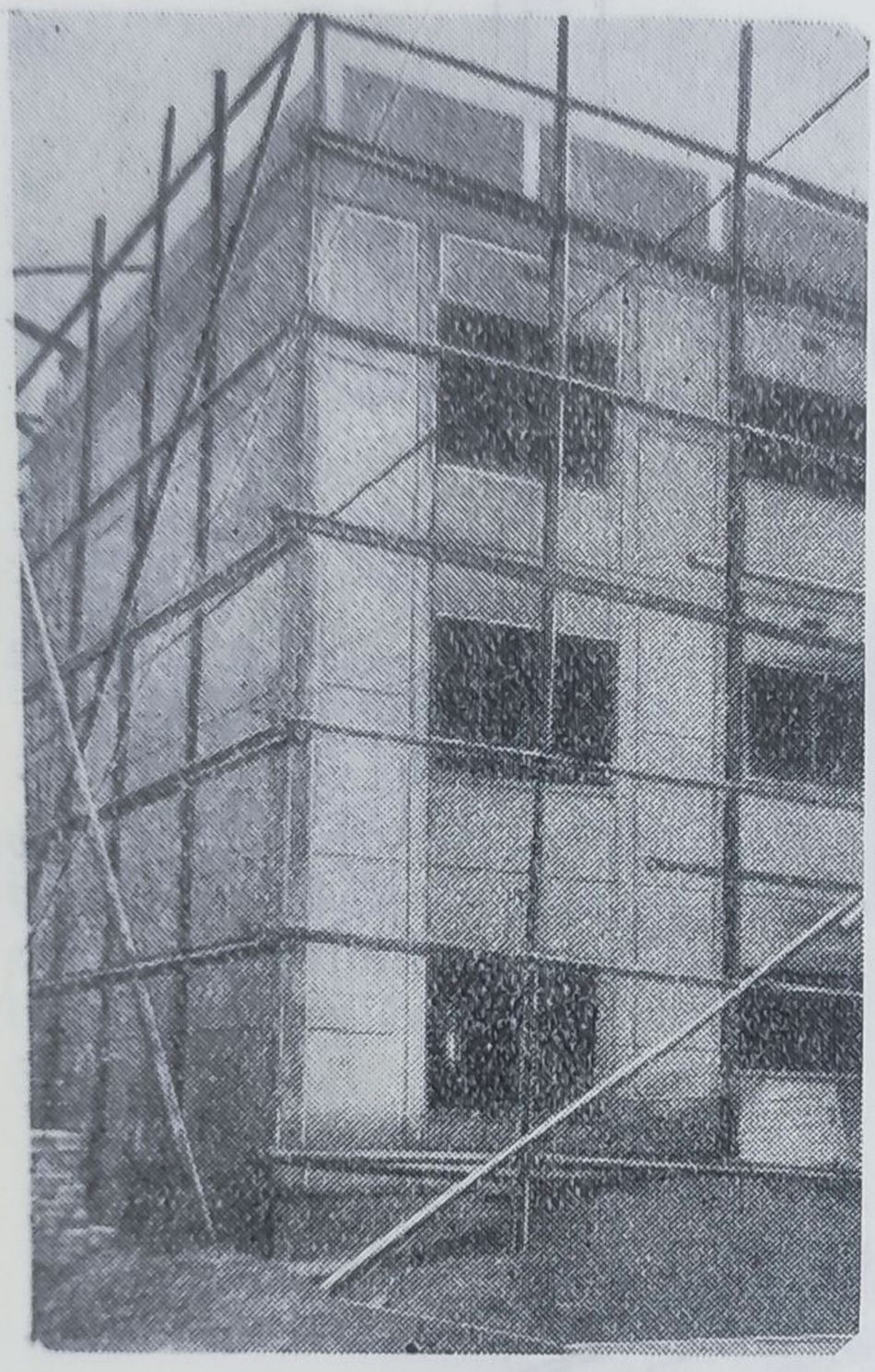


Fig. 220. Clădire din beton armat prefabricat, în curs de execuție la Tokio.

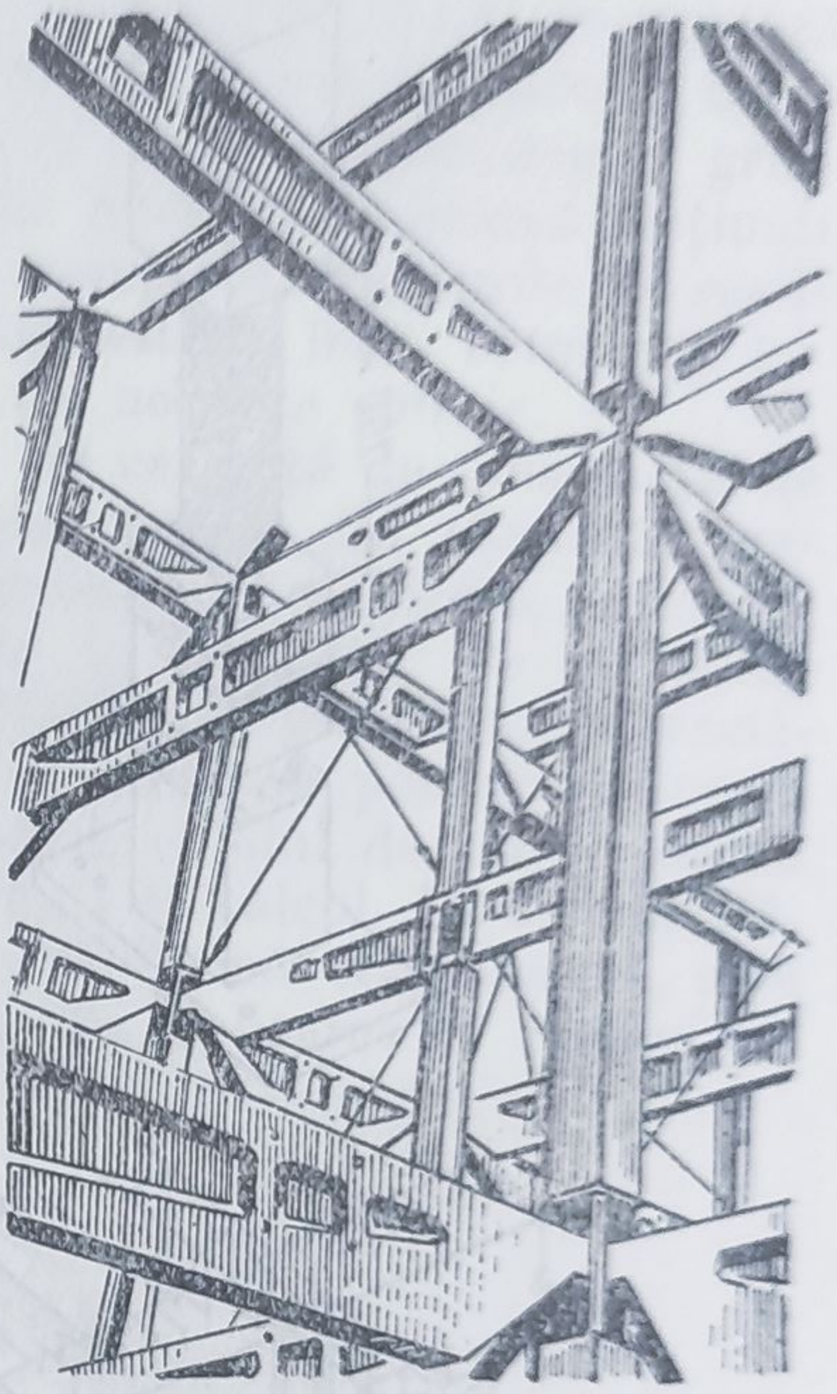


Fig. 221. Scheletul clădirii prefabricate din beton armat.

se betonează în cofraje mobile. La calculul acestor clădiri, rezistența betonului monolit se ia în considerație în întregime.

Clădirea de locuit cu trei niveluri pe schelet din beton armat prefabricat, proiectată și construită la Tokio de firma „Precon“ ca construcție experimentală, constituie o excepție *). Vederea de ansamblu a scheletului în curs de execuție se arată în fig. 220 și 221.

Stîlpii scheletului acestei clădiri au înălțimea unui etaj și secțiunea de 18 × 18 cm. Riglele scheletului sînt de formă trapezoidală. Capetele riglelor au piese metalice înglobate, care se îmbină cu stîlpii prin bulonare. Înnădirile stîlpilor sînt de asemenea bulonate. În modul acesta, toate îmbinările elementelor scheletului devin nerigide și deci nedeformabilitatea geome-

*) În ultimul timp, în Japonia, s-a trecut la executarea clădirilor din panouri mari. În apropierea orașului Tokio s-au construit 800 clădiri de acest tip.

trică a scheletului și în consecință stabilitatea sa în timpul cutremurului se realizează cu ajutorul legăturilor metalice diagonale din oțel beton ϕ 25 mm (fig. 222).

Umplutura scheletului se face prin aplicarea pe stîlpi a unor plăci de beton armat de 3—4 cm grosime. Prinderea plăcilor de stîlpi se face de asemenea cu buloane.

Clădirile din beton armat prefabricat se folosesc pe scară largă și în regiunile seismice din U.R.S.S. Deocamdată însă, nu se dispune de date asupra comportării construcțiilor din beton armat prefabricat pe timpul cutremurelor cu caracter distrugător.

Cu toate acestea, pe baza unei analize teoretice și experimentale, se poate afirma că rezistența la cutremur a clădirilor la care elementele de construcție portante principale au fost bine executate din beton armat prefabricat, nu este inferioară celei a clădirilor cu elemente de construcție monolite. Calitatea elementelor prefabricate din beton armat, care se execută în fabrici, se asigură relativ ușor. Mult mai multe dificultăți prezintă executarea monolitizării pe șantier a betonului armat prefabricat, în special dacă se ține seama că o mare parte a clădirilor rezistente la cutremur, se execută în regiuni cu climă caldă. Trebuie acordată preferință celor mai simple procedee de monolitizare a construcțiilor prefabricate din beton armat; cu cît este mai simplă o îmbinare sudată sau cu elemente prefabricate monolitizate, cu atît mai ușor se realizează calitatea necesară a execuției sale și cu atît mai multă siguranță prezintă clădirea din elemente portante din beton armat prefabricat, rezistentă la cutremur.

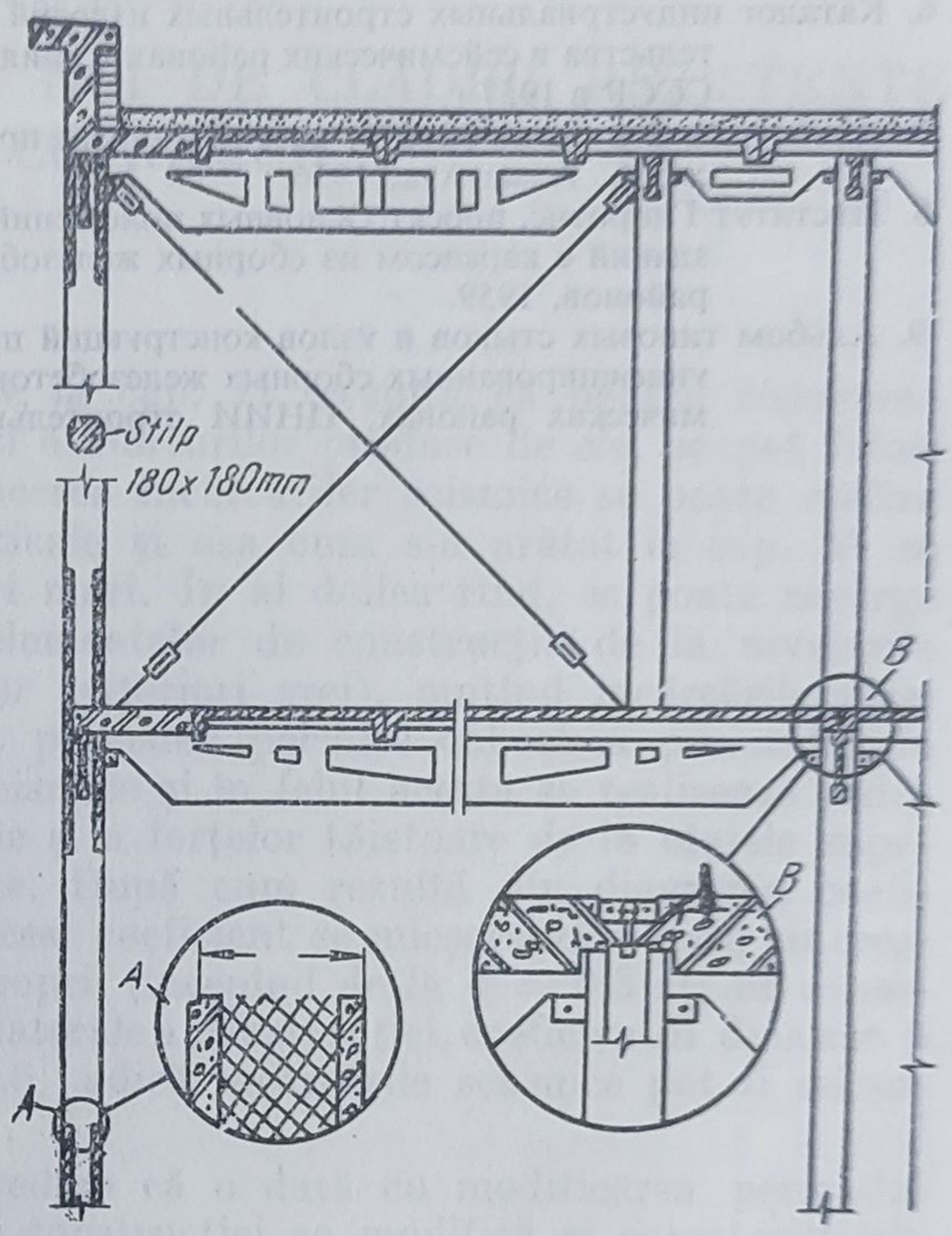


Fig. 222. Detaliile scheletului clădirii din beton armat prefabricat.

BIBLIOGRAFIE LA CAPITOLUL VI

1. Б. Ф. Васильев, Е. А. Осмоловская, Конструкции типовых сборных железобетонных многоэтажных зданий предприятий химической промышленности, «Бетон и железобетон», 1958, № 4.

2. С. Ю. Дузинкевич, О сейсмостойкости зданий, «Жилищное строительство», 1960, № 5.

3. А. Л. Чураян и Ш. А. Джабуа, Некоторые вопросы применения сборного железобетона в сейсмостойком строительстве, издательство АН Грузинской ССР, Тбилиси, 1956.
4. А. Л. Чураян и Ш. А. Джабуа, Конструктивные схемы и узлы крупнопанельных зданий для сейсмических районов, Госстройиздат, 1960.
5. Нормы и правила строительства в сейсмических районах (СН 8-57), Госстройиздат, 1957.
6. Каталог индустриальных строительных изделий для жилищного и гражданского строительства в сейсмических районах (серия ИИС 03-02), утвержденный Госстроем СССР в 1957 г.
7. Альбом № 3 к серии № 275, разработанный проектным институтом Казгипрогорсельстрой, Алма-Ата, 1956.
8. Институт Гипротис, проект Основных положений по проектированию производственных зданий с каркасом из сборных железобетонных конструкций для сейсмических районов, 1959.
9. Альбом типовых стыков и узлов конструкций промышленных зданий и сооружений из унифицированных сборных железобетонных элементов для применения в сейсмических районах, ЦНИИ строительных конструкций АСиА СССР, 1960.

CAPITOLUL VII

SOLUȚII CONSTRUCTIVE NOI DE CLĂDIRI REZISTENTE LA CUTREMUR

Din analiza formulei (55) de la cap. II, rezultă că pentru reducerea intensității încărcărilor seismice și a eforturilor produse de ele, se pot folosi mai multe procedee. Astfel, reducerea încărcărilor seismice se poate realiza prin micșorarea încărcărilor verticale și așa cum s-a arătat la cap. V, se realizează la clădirile din panouri mari. În al doilea rînd, se poate recurge uneori la micșorarea greutății elementelor de construcție de la nivelurile superioare, (în special a pereților exteriori grei), mutînd încărcările utile mari la etajele inferioare. Acest procedeu permite coborîrea punctului de aplicație al rezultantei forțelor seismice și în felul acesta se realizează reducerea intensității eforturilor axiale și a forțelor tăietoare de la etajele superioare, provenite din aceste forțe. După cum rezultă din diagrama coeficientului dinamic β (v. fig. 51), acest coeficient se micșorează o dată cu creșterea perioadei T a oscilațiilor proprii (începînd de la $T = 0{,}3$ s); în consecință, prin micșorarea rigidității laterale a construcției, coeficientul dinamic β poate fi micșorat de la 3 la 0,6, adică încărcările seismice pot fi micșorate de 5 ori.

Trebuie însă să se aibă în vedere că o dată cu modificarea perioadei oscilațiilor proprii și a rigidității construcției se modifică și caracteristicile amortizării; micșorarea rigidității atrage după sine, adeseori, o micșorare a amortizării care are efecte nefavorabile asupra rezistenței construcțiilor. Totodată, o reducere importantă a rigidității construcției, prin care se realizează micșorarea coeficientului dinamic pînă la valoarea $\beta = 0{,}6$ se obține în mod obișnuit prin înlocuirea reazemelor continue (de exemplu cazul pereților) prin reazeme concentrate (cum sînt de exemplu stîlpii), a căror rupere atrage după sine distrugeri mai grave ale construcțiilor. Ținînd seama de cele arătate mai sus, considerăm că limita inferioară a coeficientului dinamic β trebuie să fie 1. Evident, se pot obține efecte maxime în ce privește reducerea intensității solicitărilor seismice, variind simultan și în sens corespunzător mărimile β și Q.

Printr-o alegere corespunzătoare a structurii materialelor folosite și a distribuției încărcărilor utile, se poate realiza o reducere considerabilă a intensității forțelor seismice, în comparație cu acelea care se produc în cazul folosirii la clădiri a elementelor de construcție grele și rigide. În cele ce urmează se dă descrierea unei serii de propuneri care se studiază în prezent în vederea aplicării posibilităților, expuse anterior, de reducere a forțelor seismice.

1. CLĂDIRI PE SCHELET LA CARE UMPLUTURA PEREȚILOR NU CONLUCREAZĂ CU SCHELETUL

Așa cum s-a arătat în cap. V, umplutura de zidărie a scheletelor conlucrează cu întregul perete sub acțiunea încărcărilor orizontale, mărind sensibil rigiditatea acestuia. Creșterea rigidității peretelui, datorită zidăriei de umplutură, atrage după sine creșterea intensității încărcărilor seismice. Uneori (în special atunci cînd pereții au goluri mari), creșterea capacității portante a peretelui, datorită zidăriei de umplutură, nu compensează creșterea încărcării datorită majorării rigidității. În acest caz, rigiditatea zidăriei de umplutură are o influență nefavorabilă asupra capacității portante a construcției și în consecință, în locul zidăriei, trebuie să se folosească umpluturile din materiale ușoare, nerigide. Din categoria acestor elemente fac parte pereții de umplutură din tablă subțire de aluminiu, azbociment etc., în combinație cu materiale termoizolatoare eficiente ca vata minerală, pîsla, fagurele executat din materiale pe bază de polimeri etc. Rezultate foarte bune se obțin prin utilizarea panourilor mari subțiri din beton armat și din zidărie vibrată de cărămidă, care se tratează ca pereți-cortină sau se montează pe elementele scheletului, astfel încît conlucrarea lor cu acesta să fie eliminată total sau parțial [3].

Întrucît rigiditatea proprie a scheletului este mică (circa 10—20%), în comparație cu rigiditatea pereților la care scheletul conlucrează cu umplutura, iar greutatea panourilor subțiri (izolate termic cu materiale eficiente) din beton armat sau din zidărie vibrată de cărămidă este redusă (de 3,5 ori mai mică decît aceea a zidăriei masive), forțele seismice se micșorează sensibil, ceea ce permite o rezolvare mai economică a construcției.

Pentru ilustrarea celor arătate anterior, în tabela 47 se dau cîteva date aproximative privind greutatea și încărcările seismice, care se produc în clădiri, din greutatea peretelui, corespunzătoare diferitelor rigidități și tipuri de umpluturi ale scheletelor [4].

Tabela 47

Caracteristicile umpluturii pereților	Greutatea specifică aparentă kgf/m³	Indicii în %, corespunzători aceloraşi caracteristici termotehnice		
		Greutatea umpluturii	Coeficientul dinamic din formulă	Încărcarea seismică provenită din greutatea peretelui
Zidărie fără goluri din cărămidă plină, care conlucrează cu scheletul ($\beta = 3$)	1 800	100	100	100
Panouri-cortină din zidărie vibrată de cărămidă cu găuri verticale ($\beta \leqslant 1{,}5$)	1 400	62	50	31
Idem din betoane ușoare ($\beta \leqslant 1{,}5$)	800—1000	24	50	12
Panouri din plăci de azbociment, izolate cu vată minerală, spume pe bază de polimeri etc. ($\beta \leqslant 1{,}5$)	—	5—8	50	4

În principiu, sînt posibile trei procedee de montare a panourilor, prin care se elimină conlucrarea lor cu scheletul; ele sînt ilustrate în fig. 223 și 224. În cazul montării panourilor după schema din fig. 223, *a*, panourile sînt suspendate liber la cele două colțuri de sus (partea de sus a panoului se poate deplasa cu 5—10 mm față de punctul în care este suspendat) de consolele scheletului, iar la cele două colțuri de jos se fixează de schelet prin intermediul unor legături elastice care împiedică deplasările libere ale panourilor pe direcția normală pe planul peretelui și practic, nu limitează deplasările reciproce ale scheletului și panourilor în planul peretelui. După montarea panourilor, rosturile orizontale dintre ele se umplu cu vată minerală, pîslă sau cu un alt material moale, pentru a se asigura impermeabilitatea la vînt și se umplu pe o adîncime de 1—1,5 cm cu un mortar slab. Stratul subțire de mortar se foarfecă sub acțiunea șocului seismic, iar materialul moale cu care a fost umplut rostul, nu opune rezistență la deplasarea panoului. În locul stratului de mortar se pot folosi două benzi de cauciuc moale, care se introduc în șanțurile orizontale prevăzute pe fețele laterale ale panourilor.

Acest tip de rost prezintă avantajul față de rostul umplut cu mortar, că nu necesită reparații după producerea șocului seismic. În rosturile verticale, pe lîngă îmbinările analoge cu cele orizontale, pare să fie indicată folosirea compensatoarelor de oțel zincat, cu grosimea de circa 1 mm sau a compensatoarelor din materiale în formă de rulouri, în interiorul cărora se introduce un material termoizolator moale.

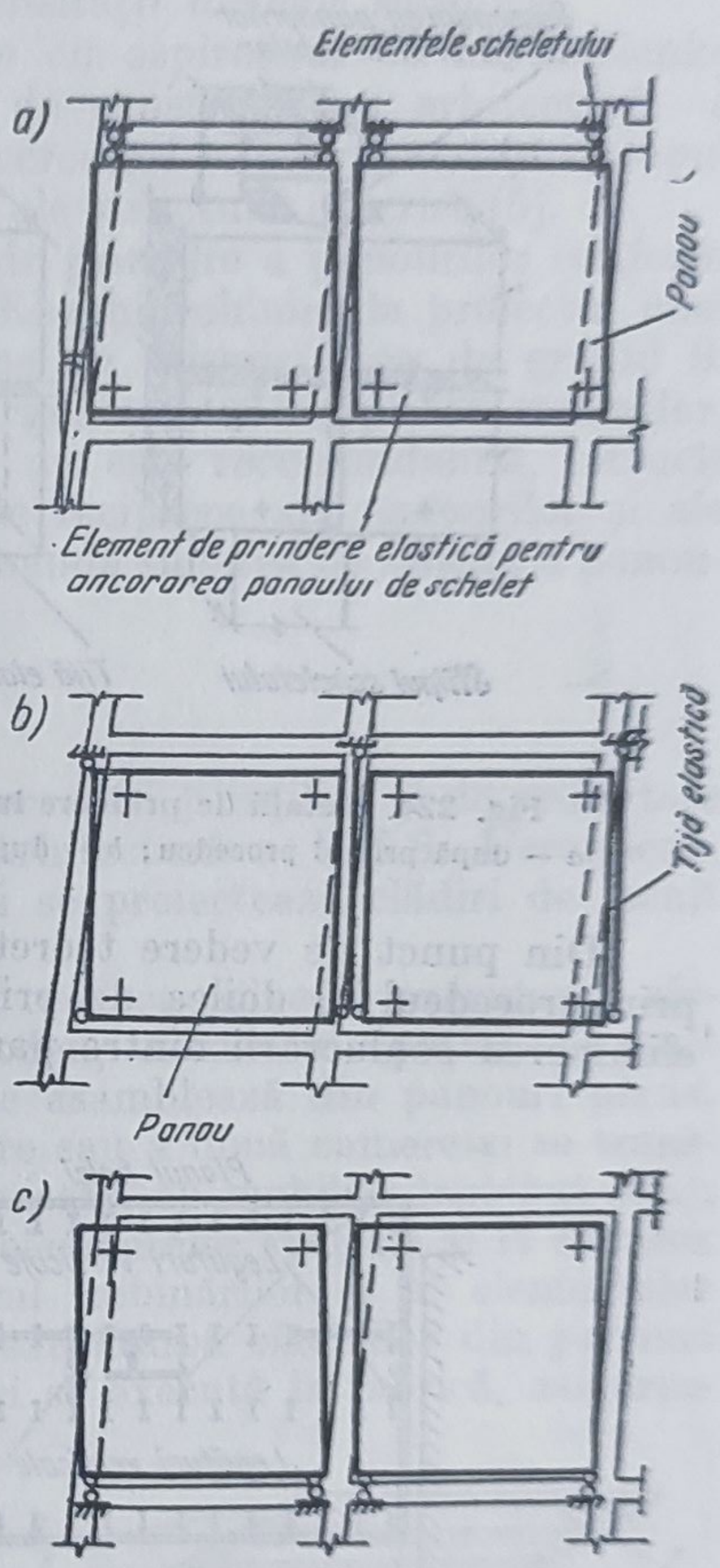


Fig. 223. Procedee de prindere a panourilor de schelet și schemele deplasărilor lor reciproce:

a — prinderea panoului la nivelul riglei superioare; *b* — idem cu ajutorul elementelor de prindere elastice; *c* — rezemarea riglei inferioare.

În cazul prinderii panourilor după procedeul al doilea, ele se suspendă cu ajutorul unor bare elastice, care se fixează la colțurile inferioare ale panourilor (fig. 223, *b*) cu legături orizontale elastice la cele patru colțuri ale panoului, care împiedică deplasarea panourilor după direcția normală pe planul peretelui.

Montarea panourilor după procedeul al treilea (fig. 223, *c*) se face astfel, încît colțurile lor inferioare să rezeme pe schelet, în timp ce colțurile superioare se prind cu ajutorul unor legături elastice, care împiedică deplasarea liberă a panourilor, normal pe planul peretelui.

În scopul micșorării numărului de rosturi verticale de deformație, două-trei panouri, pe lungimea și înălțimea peretelui, pot fi solidarizate rigid între ele prin umplerea rosturilor verticale cu mortar (sau beton) și prin sudarea pieselor înglobate în beton.

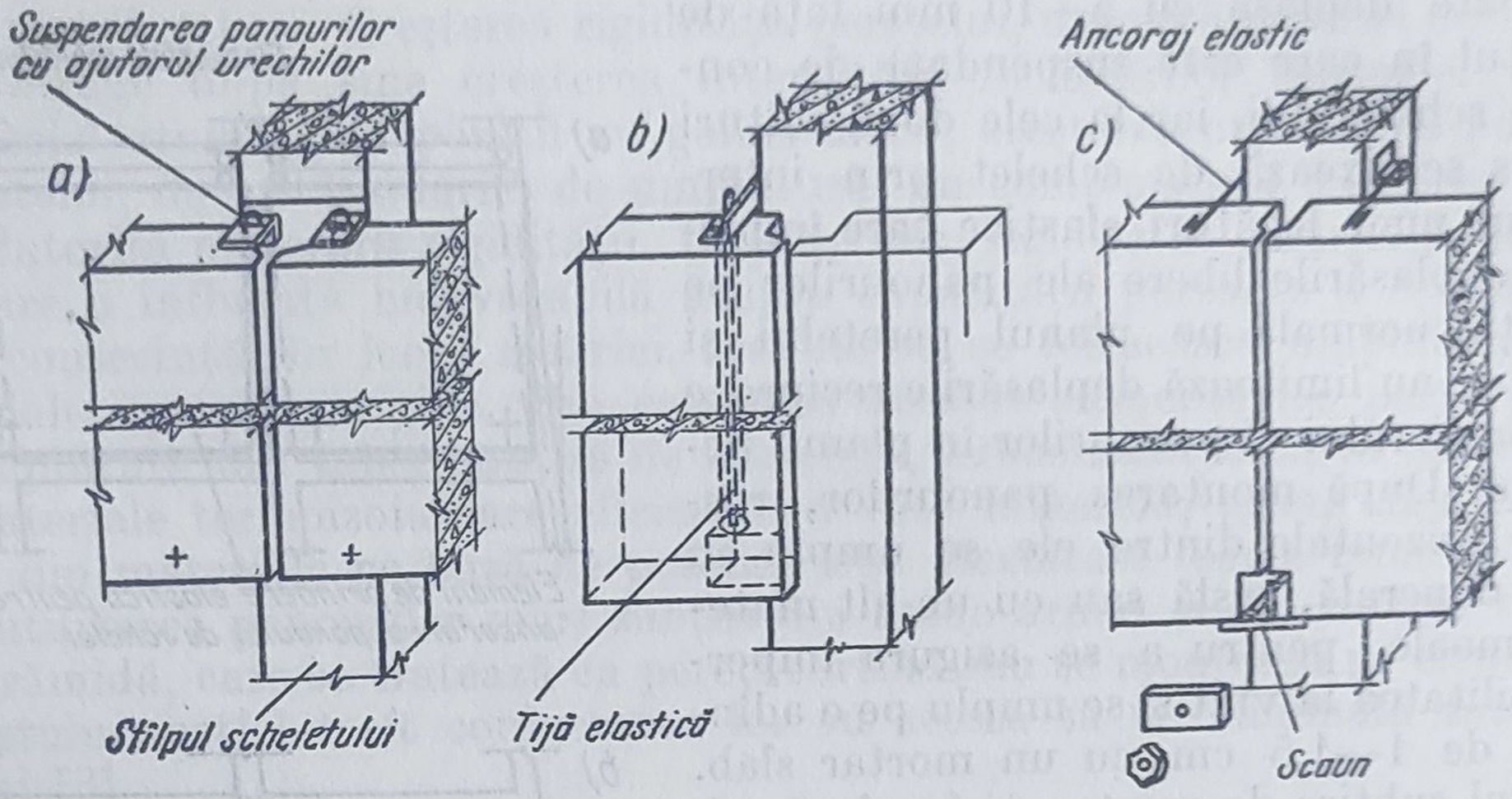


Fig. 224. Detalii de prindere între panouri și schelet (soluții experimentale):
a — după primul procedeu; *b* — după procedeul al doilea; *c* — după procedeul al treilea.

Din punct de vedere teoretic, rezultatele cele mai bune se pot obține prin procedeul al doilea de prindere, întrucît acest procedeu permite atît eliminarea conlucrării dintre panouri și schelet (ceea ce permite micșorarea

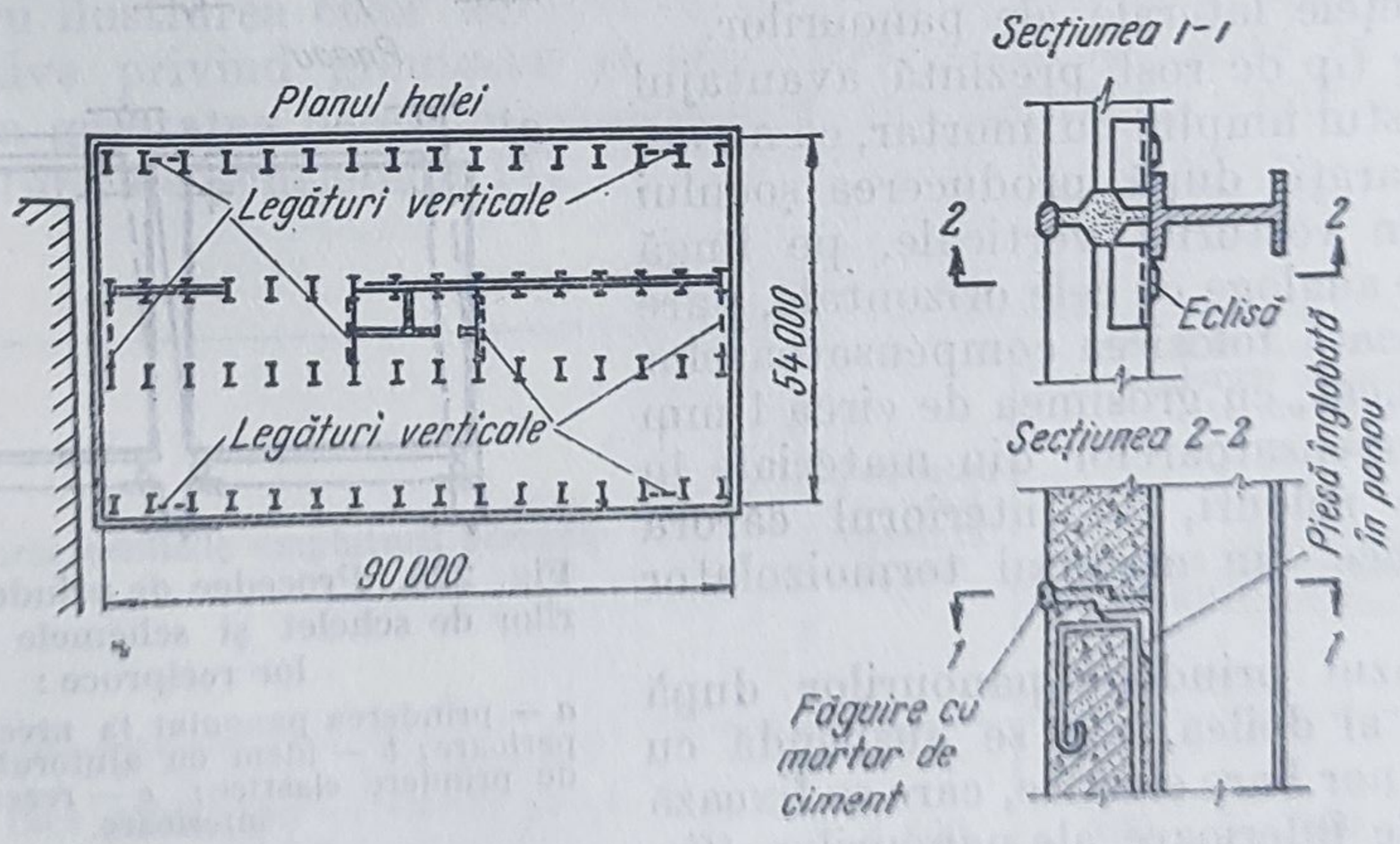


Fig. 225. Planul halei și detalii de prindere a panourilor după proiectul Kazghiprohimaș.

coeficientului dinamic β), cît și eliminarea greutății proprii a panourilor din valoarea încărcării Q, conform formulei (55) de la cap. II. Totuși, ținînd seama de frecarea inevitabilă din rosturi și de rezistența pe care o opune

materialul din rosturi, reducerea efectivă a intensității încărcării seismice este mai mică decît cea teoretică.

Comparînd primul procedeu cu al treilea, din punct de vedere al ușurinței de montare a panourilor, trebuie acordată preferință procedeului al treilea, în timp ce primul procedeu poate asigura obținerea unor rezultate optime în ceea ce privește micșorarea intensității forțelor seismice.

În prezent, la ȚNIISK, în colaborare cu aspirantul V. L. Musienko de la filiala din Kazahstan a Academiei de construcții și arhitectură a U.R.S.S., se fac, la cererea Giprotis-ului, cercetări experimentale în scopul stabilirii caracteristicilor statice și dinamice ale structurii descrise [5].

În fig. 225 se arată planul și detaliile de prindere a panourilor conform primului procedeu, prevăzut de Institutul Kazghiprohimaș la proiectul unei hale de turnătorie amplasată într-o regiune cu seismicitatea de gradul 9. Se remarcă folosirea mortarului de nisip-argilă pentru umplerea rosturilor, așa cum se prevede în acest proiect, care nu este recomandabilă, întrucît rosturile tratate astfel împiedică deplasările reciproce ale panourilor și ale scheletului. Pentru același motiv nu se recomandă sudarea de schelet a panourilor la colțurile superioare.

2. CLĂDIRI DIN ELEMENTE SPAȚIALE

În ultimii ani, la diferite institute de cercetări științifice și de proiectare (NIISK al Academiei de Construcții și Arhitectură a R.S.S. Ucrainiene, Soiuzmorproiekt și altele), se cercetează și se proiectează clădiri de locuit din elemente spațiale.

Există două principii fundamentale în ceea ce privește executarea elementelor spațiale. Conform primului procedeu, elementul spațial, alcătuit din planșee, pereți și pereți despărțitori, se asamblează din panouri plane. Aceste elemente au dimensiunile unei camere sau a două camere și se transportă pe șantier gata executate (complet finisate, cu mobilier înglobat etc.). Pe șantier se procedează doar la montarea elementelor spațiale și la sudarea îmbinărilor dintre ele. În general, numărul îmbinărilor și al elementelor prefabricate este de același ordin ca și la executarea clădirilor din panouri mari, însă o mare parte din aceste îmbinări se execută la fabrică, asigurîndu-se astfel calitatea lor. În cazul execuției lucrărilor pe timp de iarnă, faptul că monolitizarea rosturilor se face în fabrică, constituie încă un avantaj al procedeului de execuție a clădirilor din elemente spațiale.

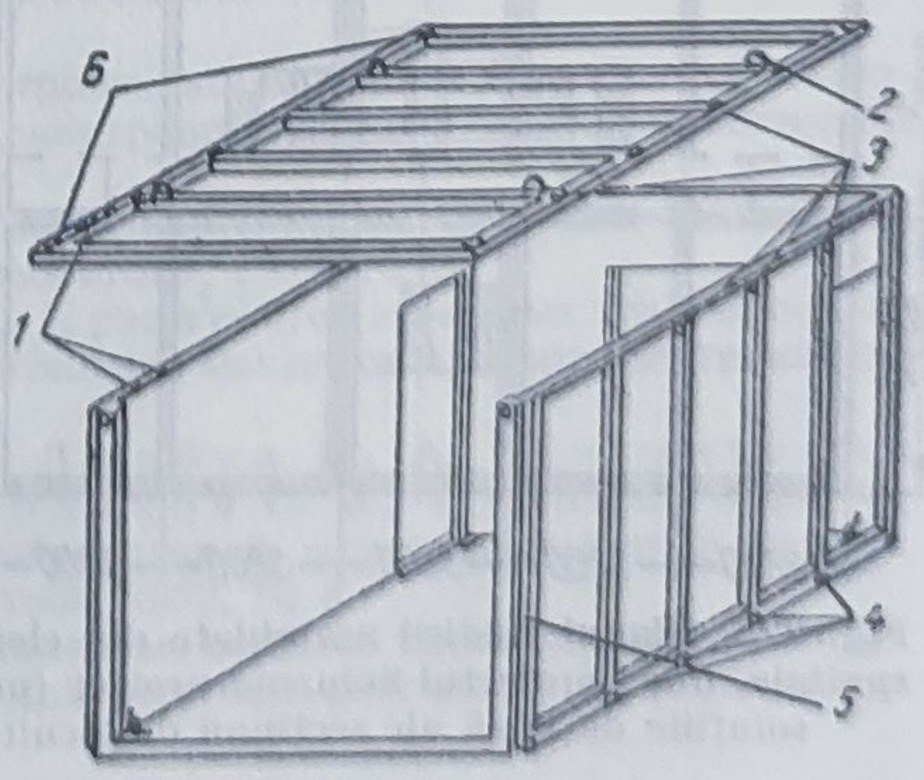


Fig. 226. Schema unui element spațial executat după procedeul al doilea:

1 — orificii pentru conductele instalației de încălzire; *2* — urechi de ridicare; *3* — piese înglobate în beton pentru îmbinarea plăcii elementului; *4* — piese înglobate pentru fixarea stratului termoizolator; *5* — piesă înglobată pentru îmbinarea prin sudură a elementelor; *6* — piese înglobate pentru fixarea plăcii și sudarea elementelor între ele.

Conform celui de-al doilea procedeu, elementele spațiale, cu excepția unei singure fețe (pardoseală sau plafon) se execută turnate monolit, cu ajutorul unor mașini speciale (fig. 226), după care, tot la fabrică, se procedează la montarea plăcii respective, finisarea elementului, montarea mobilierului înglobat; elementul se transportă apoi pe șantier în vederea montajului (fig. 227), unde elementele spațiale se îmbină între ele prin sudarea pieselor înglobate. Planul clădirii asamblate din elemente spațiale monolite, conform proiectului întocmit de Institutul Soiuzmorproiekt, se arată în figura 228.

Cel de-al doilea procedeu prezintă avantaje din punct de vedere seismic, întrucît asigură caracterul monolit al elementelor, eliminînd totodată un mare număr de îmbinări sudate.

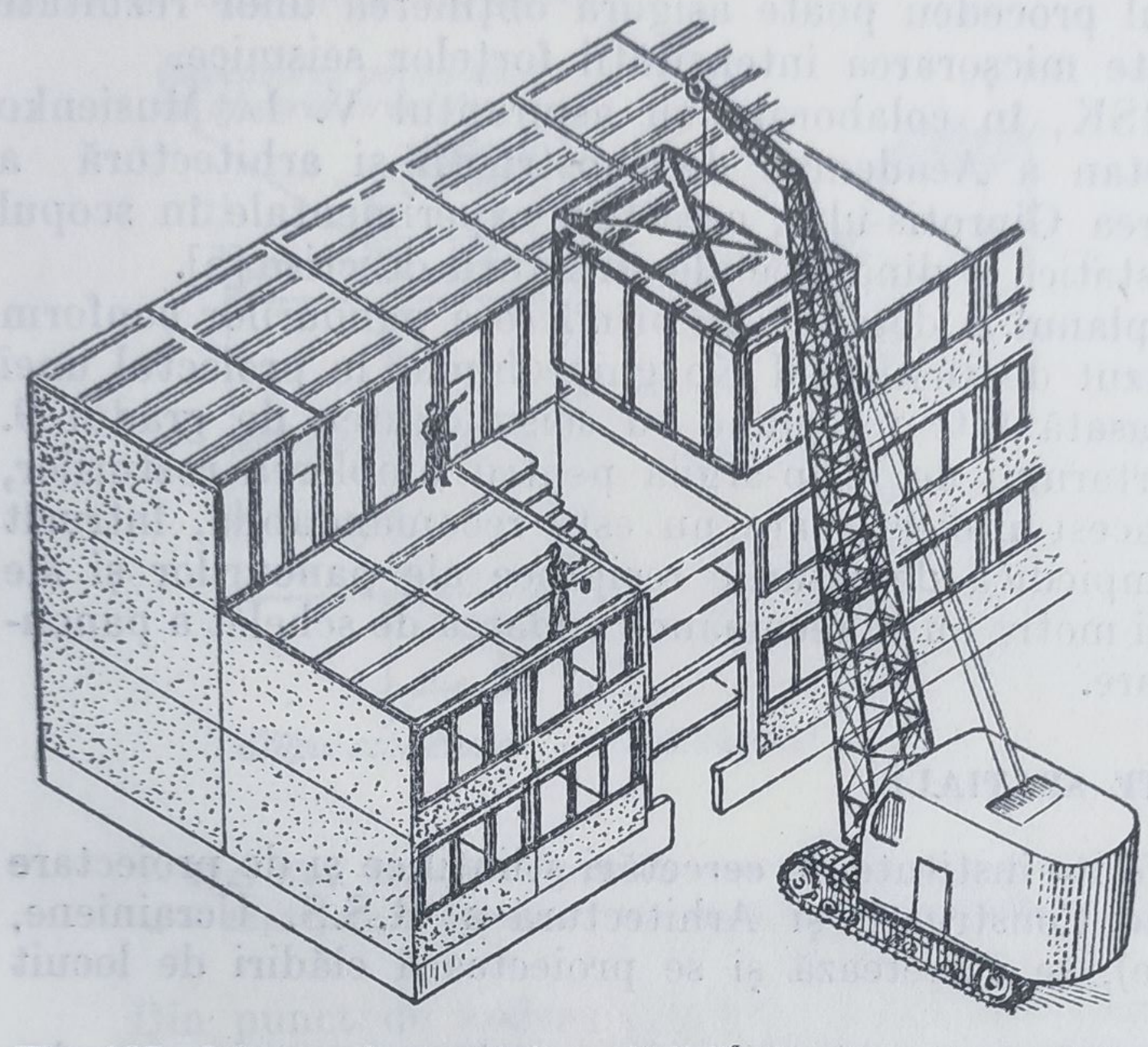


Fig. 227. Schema de montaj a clădirii din elemente spațiale.

În scopul eliminării îmbinărilor sudate, într-una din soluțiile proiectate s-a prevăzut îmbinarea elementelor spațiale prin bulonare, așa cum se arată în fig. 229. Prin aplicarea acestor îmbinări, în anumite porțiuni ale rosturilor se pot introduce benzi de cauciuc pentru amortizarea șocurilor seismice.

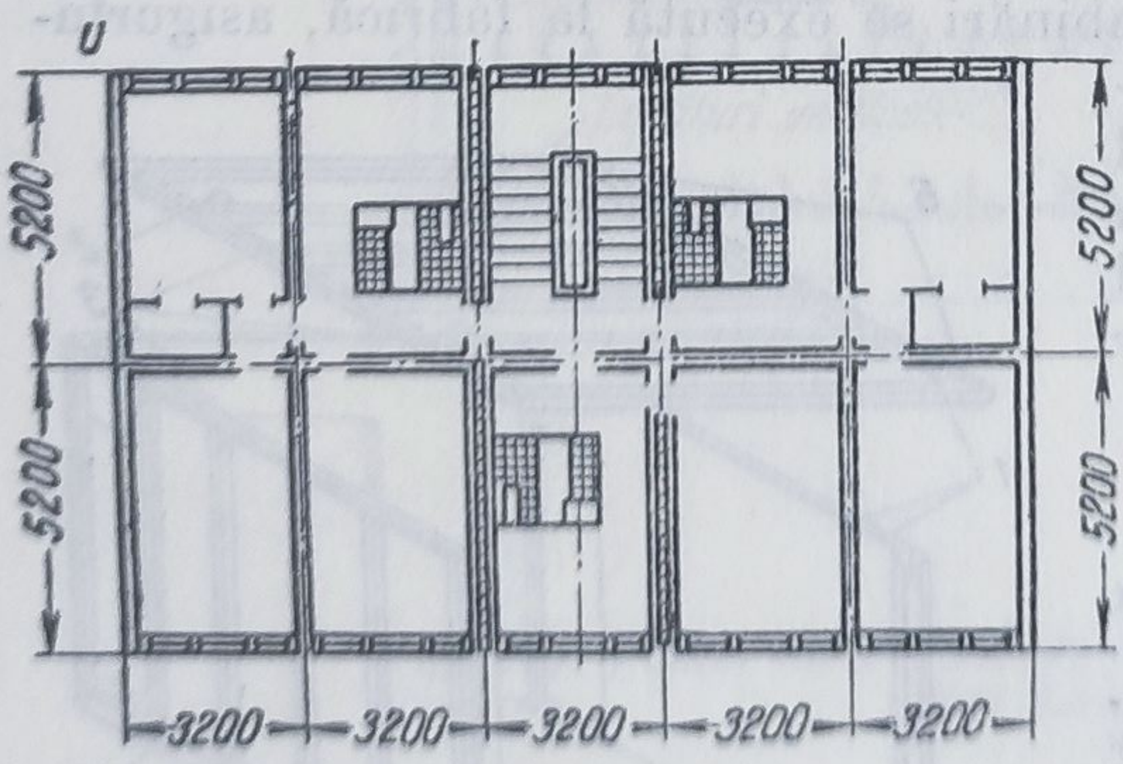


Fig. 228. Planul clădirii asamblate din elemente spațiale, după proiectul Soiuzmorproiect (una din soluțiile de bază ale secțiunii de locuit).

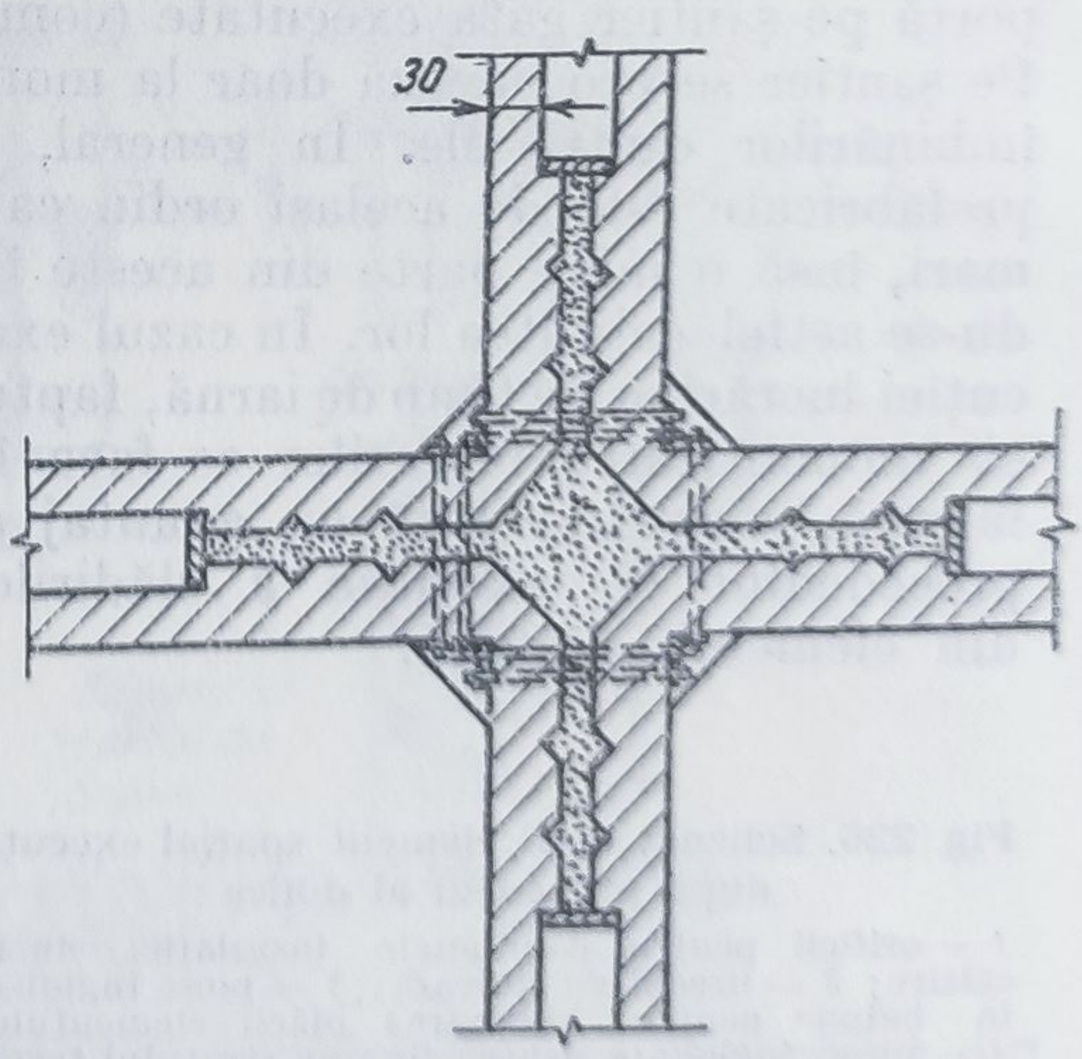


Fig. 229. Îmbinarea elementelor spațiale cu ajutorul buloanelor.

Din calcule rezultă că folosirea elementelor spațiale la construcții rezistente la cutremur permite realizarea unor structuri de clădiri care prezintă mai multă siguranță decît în cazul panourilor obișnuite, care totodată, sub raportul indicilor tehnico-economici, nu sînt inferioare acestora din urmă.

3. CLĂDIRI DIN ELEMENTE FOARTE UȘOARE

O reducere importantă a intensității forțelor seismice poate fi realizată prin folosirea unor materiale foarte ușoare la acoperișuri și planșee. Trebuie avut în vedere însă, că este necesar să se asigure o rigiditate corespunzătoare și caracterul monolit al planșeelor care îndeplinesc rolul de diafragme orizontale și redistribuie încărcările seismice concentrate la întreaga clădire.

Reducerea greutății, o dată cu asigurarea rigidității necesare și a caracterului monolit, se poate realiza prin folosirea panourilor de planșee din tablă din aliaje de aluminiu și materiale termo și fono-izolatoare eficiente. Greutatea planșeelor executate din astfel de plăci este de 10—15 ori mai mică decît a celor din plăci de beton armat.

Din calculele efectuate la laboratorul de construcții metalice al ȚNIISK și EKB al Academiei de arhitectură și construcții a U.R.S.S., rezultă că la prețurile actuale ale materialelor, costul acoperișurilor izolate termic și al învelitorilor din plăci ușoare este cu 20% mai mic decît acela al acoperișurilor și învelitorilor din panouri de beton armat.

Prin folosirea acoperișurilor din aliaje de aluminiu, rezultate deosebite se obțin în special la construcțiile cu deschideri mari. Institutul Proiektstalkonstrukția a întocmit un proiect de clădire, în două variante, avînd în plan 84 × 60 m (fără reazeme intermediare) cu înălțimea de 19,5 m, destinată pentru regiuni cu seismicitatea de calcul de gradul 9. În prima variantă s-au prevăzut construcții metalice cu acoperiș din plăci de armociment, iar în varianta a doua cu acoperiș din plăci din aliaje de aluminiu. Costul construcției în varianta a doua este mai mic cu 7%.

O reducere importantă a greutății acoperișului, în special în cazul învelitorilor neizolate termic, poate fi realizată prin folosirea plăcilor de armociment. În acest caz se prevăd contravîntuiri oblice speciale, montate în plan orizontal pe ferme, pentru asigurarea rigidității necesare a acoperișului.

BIBLIOGRAFIE LA CAPITOLUL VII

1. Бронников П. И., Экспериментальное строительство жилых домов из объемно-пространственных элементов, изд. Ленинградского дома научно-технической пропаганды, 1960.
2. Гресселъ П. М., Конструкция каркасно-панельного промышленного здания для сейсмических районов, «Бетон и железобетон», 1959, № 7.
3. Корчинский И. Л., Поляков С. В., К расчету стен каменных зданий, возводимых в сейсмических районах, «Строительная механика и расчет конструкций», 1959, № 3.
4. Насонов В. Н., Быховский В. А., Джабуа Ш. А., Дузинкевич С. Ю., Корчинский И. Л., Поляков С. В., Степанян В. А., Пути снижения стоимости промышленных зданий, возводимых в сейсмических районах, «Промышленное строительство», 1959, № 8.
5. Поляков С. В., Мусиенко В. А., Некоторые вопросы проектирования многоэтажных промышленных зданий для сейсмических районов, «Промышленное строительство», 1960, № 9.

CAPITOLUL VIII

EXEMPLE DE CALCUL AL CONSTRUCȚIILOR LA SOLICITĂRI SEISMICE

Calculul construcțiilor la acțiunea forțelor seismice, în mod obișnuit, se face după efectuarea calculului la încărcările verticale fundamentale și după dimensionarea elementelor construcțiilor portante. Calculul seismic constă dintr-o verificare a capacității portante a construcțiilor la eforturile produse de acțiunea simultană a încărcărilor seismice și a celor fundamentale. Rezultatele calculului la acțiunea forțelor seismice pot impune necesitatea de a se aplica anumite măsuri constructive în scopul măririi capacității portante a elementelor portante și a asigurării rezistenței la cutremur a construcției în ansamblu. În majoritatea cazurilor, aceste măsuri nu necesită modificarea dimensiunilor principale ale construcțiilor, adoptate în proiect; dacă însă soluția în plan, în spațiu sau cea constructivă sînt necorespunzătoare, calculul la acțiunea forțelor seismice poate atrage după sine modificări esențiale ale proiectului.

Calculul construcțiilor care se proiectează pentru regiuni seismice cuprinde următoarele faze principale:

a) determinarea eforturilor produse în elementele de construcție de încărcările fundamentale (permanente și temporare);

b) determinarea eforturilor produse în elementele de construcție de încărcarea dată de vînt și de alte solicitări suplimentare;

c) determinarea eforturilor produse în elementele de construcție de încărcarea seismică;

d) stabilirea valorilor de calcul ale eforturilor produse de încărcările care se aplică simultan (încărcările fundamentale împreună cu cele date de vînt și încărcările fundamentale împreună cu cele seismice);

e) verificarea rezistenței și a stabilității construcțiilor sub acțiunea grupărilor de calcul ale încărcărilor.

În exemplele ce urmează, se dă numai acea parte a calculului general al construcțiilor care se referă la determinarea încărcării seismice de calcul și la distribuția acesteia la elementele de construcție. Această parte a calculului construcțiilor la solicitări seismice prezintă unele particularități care nu se întîlnesc în alte domenii ale proiectării și care în consecință, pot prezenta interes. Cealaltă parte a calculului, legată de determinarea grupărilor de calcul ale încărcărilor, de determinarea rezistenței elementelor de construcție etc., se face conform cu regulile generale prevăzute în SNiP și cu prevederile normelor respective, neprezentînd interes din punct de vedere al calculului la solicitări seismice.

Se recomandă următoarea succesiune a calculului la acțiunea forțelor seismice:

a) se stabilește schema de calcul a construcției;

b) se determină perioadele și formele oscilațiilor sale proprii;

c) se determină încărcarea seismică de calcul;

d) se procedează la distribuirea încărcării seismice la elementele de construcție care lucrează la acțiunea forțelor orizontale;

e) se verifică capacitatea portantă a elementelor de construcție și a îmbinărilor lor.

Scopul exemplelor de calcul este de a ilustra tehnica acestui calcul la acțiunea forțelor seismice, în cazul diferitelor tipuri de construcții, pe baza metodei în vigoare în prezent și conform cu recomandările făcute anterior. Ele nu trebuie să servească ca exemple de soluții recomandate.

Exemplul I. Să se determine forța seismică de calcul care se aplică unui dispozitiv de măsurare cu greutatea de 14 tf, încastrat rigid pe o fundație masivă de beton (fig. 230) și încărcarea seismică totală care lucrează asupra construcției. Centrul de greutate al dispozitivului se află la 1,5 m deasupra

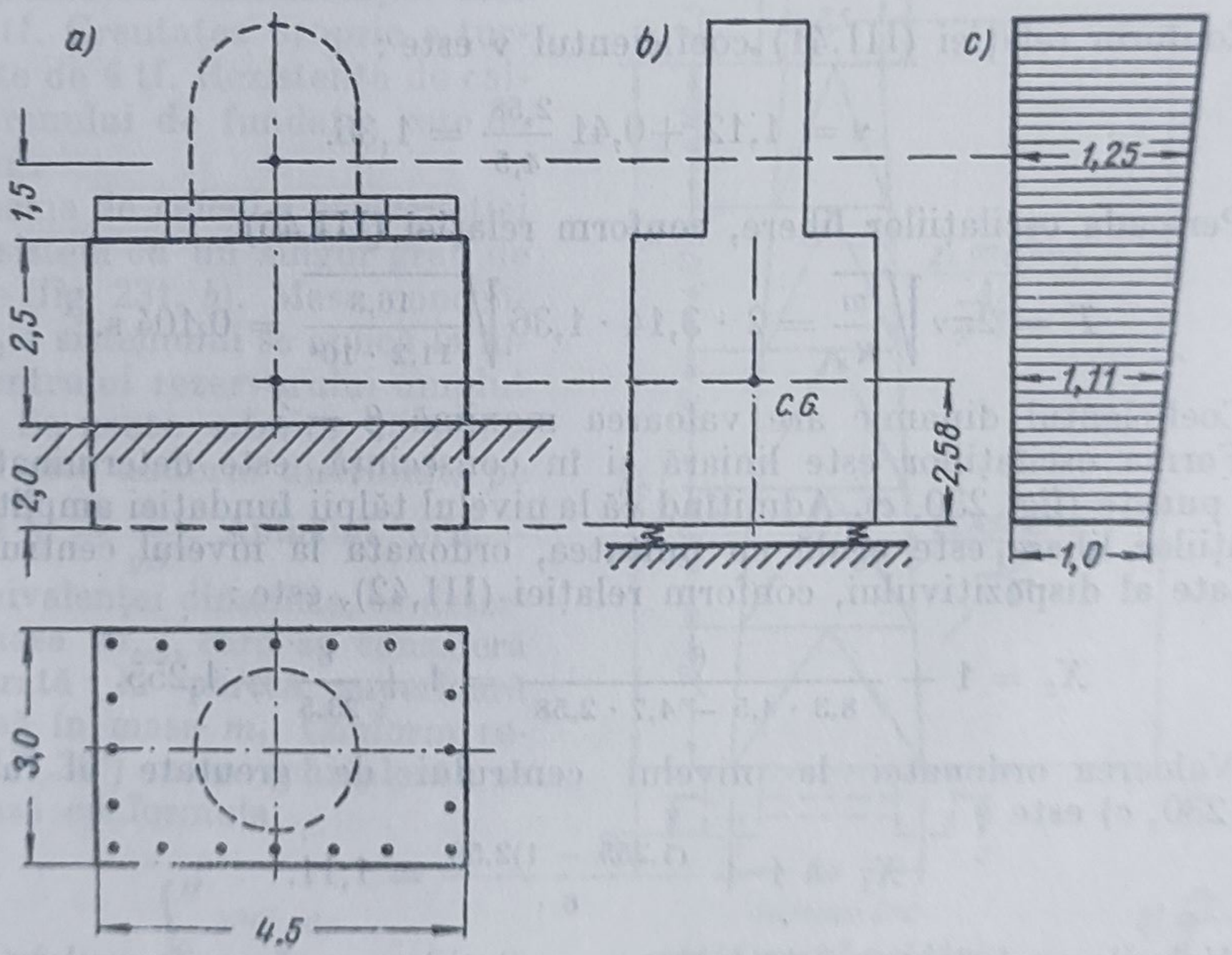


Fig. 230. Construcție masivă:
a — vedere laterală și plan; *b* — schema de calcul; *c* — forma oscilațiilor libere.

feței superioare a fundației. Fundația este executată din beton marca 100. Terenul de fundație este format din argilă nisipoasă având rezistența de calcul $R = 2$ kgf/cm². Seismicitatea regiunii respective este de gradul 9.

Se determină perioada oscilațiilor libere ale construcției pe direcția longitudinală, căreia îi corespunde rigiditatea mai mare și în consecință și încărcarea seismică mai mare.

Greutatea fundației este

$$Q_f = 4{,}5 \cdot 3 \cdot 4{,}5 \cdot 2{,}4 = 146 \text{ tf}.$$

Masa totală a construcției

$$m = \frac{146 + 14}{9{,}81} = 16{,}3 \text{ tfs}^2/\text{m}.$$

Poziția centrului de greutate față de talpa fundației (fig. 230) este

$$h_1 = \frac{146 \cdot 2{,}25 + 14 \cdot 6}{142 + 14} = 2{,}58 \text{ m}.$$

Ținînd seama de deformațiile terenului de fundație la lunecare și rotire, perioada și forma oscilațiilor libere ale construcției masive se calculează cu formulele (III.40) și (III.42).

Rigiditatea terenului de fundație la lunecare conform (III.39)*)

$$K_x = C_x A_f + 2C_x \cdot 2 \cdot 4{,}5 + C_z \cdot 2 \cdot 3 = C_z(0{,}7 \cdot 4{,}5 \cdot 3 + 0{,}7 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 4{,}5 + 2 \cdot 3) = 4\,000 \cdot 28 = 11{,}2 \cdot 10^4 \text{ tf/m}.$$

Conform relației (III.41) coeficientul ν este :

$$\nu = 1{,}12 + 0{,}41 \frac{2{,}58}{4{,}5} = 1{,}36.$$

Perioada oscilațiilor libere, conform relației (III.40)

$$T = 2\pi\nu\sqrt{\frac{m}{K_x}} = 2 \cdot 3{,}14 \cdot 1{,}36\sqrt{\frac{16{,}3}{11{,}2 \cdot 10^4}} = 0{,}104 \text{ s}.$$

Coeficientul dinamic are valoarea maximă $\beta = 3$.

Forma oscilațiilor este liniară și în consecință, este determinată prin două puncte (fig. 230, *c*). Admițînd că la nivelul tălpii fundației amplitudinea oscilațiilor libere este egală cu unitatea, ordonata la nivelul centrului de greutate al dispozitivului, conform relației (III,42), este :

$$X_2 = 1 + \frac{6}{8{,}3 \cdot 4{,}5 - 4{,}7 \cdot 2{,}58} = 1 + \frac{6}{23{,}5} = 1{,}255.$$

Valoarea ordonatei la nivelul centrului de greutate al fundației (fig. 230, *c*) este

$$X_1 = 1 + \frac{(1{,}255 - 1)2{,}58}{6} = 1{,}11.$$

Valorile coeficientului de formă a oscilațiilor, conform formulei (III.68) sînt următoarele :

la nivelul centrului de greutate al dispozitivului

$$\eta_2 = 1{,}255 \frac{146 \cdot 1{,}11 + 14 \cdot 1{,}255}{146 \cdot 1{,}11^2 + 14 \cdot 1{,}255^2} = 1{,}255 \cdot 0{,}91 = 1{,}14;$$

*) Aici, ca și în cele ce urmează, cifrele romane din paranteze indică capitolul, iar cele arabe arată numărul de ordine al formulei după care se face calculul.

la nivelul centrului de greutate al fundației

$$\eta_1 = 1{,}11 \cdot 0{,}91 = 1{,}03.$$

Forța seismică de calcul care acționează asupra dispozitivului conform relației (II.55)

$$S_1 = 14 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 1{,}14 = 4{,}8 \text{ tf}.$$

Forța seismică de calcul care acționează asupra fundației

$$S_1 = 81 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 1{,}03 = 25 \text{ tf}.$$

Forța orizontală totală care se aplică pe construcție este

$$T = 4{,}8 + 25 = 29{,}8 \text{ tf}.$$

Exemplul 2. Să se determine încărcarea seismică de calcul a castelului de apă metalic cu înălțimea de 20,5 m (fig. 231), care se construiește într-o regiune cu seismicitatea de gradul 9. Greutatea rezervorului umplut cu apă și greutatea termoizolației este de 14,6 tf. Greutatea proprie a turnului este de 4 tf. Rezistența de calcul a terenului de fundație este de 2 kgf/cm².

Schema de calcul a construcției este un sistem cu un singur grad de libertate (fig. 231, *b*). Masa concentrată m_1 a sistemului se aplică la nivelul centrului rezervorului umplut cu apă. Se poate admite că masa turnului este uniform distribuită pe înălțime $m = \frac{4}{gH}$. Aplicînd principiul echivalenței dinamice, se determină masa m_{ech}, care se consideră concentrată la partea superioară și inclusă în masa m_1. Conform relației (III.36′) masa echivalentă se calculează cu formula

$$m_{ech} = \frac{\int_0^H X^2(x)\,dx}{X_H^2}.$$

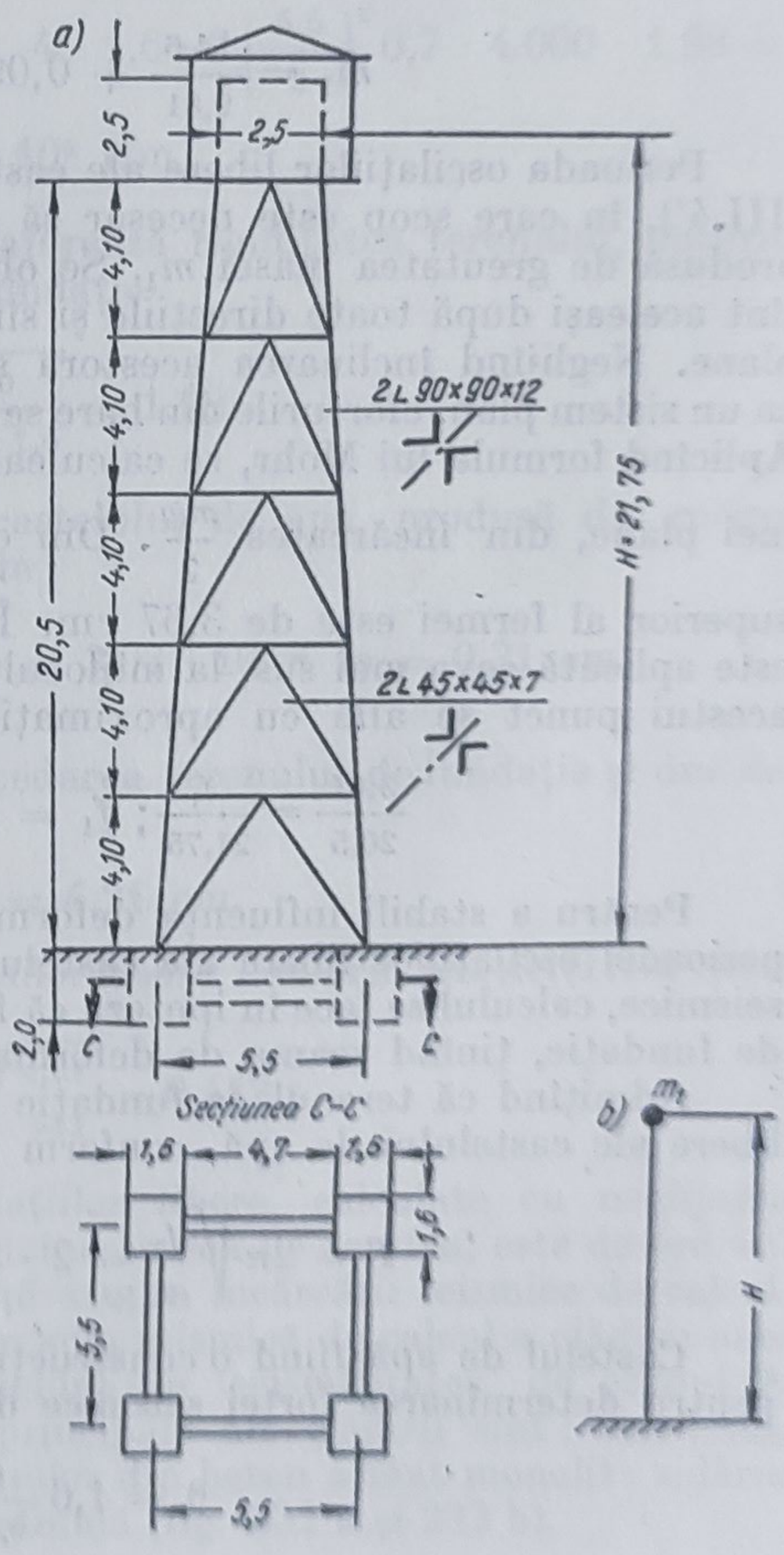


Fig. 231. Castel de apă:
a — schema constructivă;
b — schema de calcul.

Se admite că deformația castelului de apă este apropiată de deformata consolei supuse la încovoiere și în consecință, poate fi exprimată, cu aproximație, prin ecuația

$$X(x) = X_H\left(1 - \cos\frac{\pi}{2H}x\right),$$

în care X_H este săgeata de la capătul consolei. Masa echivalentă este deci

$$m_{ech} = m\,\frac{X_H^2\int_0^H\left(1-\cos\frac{\pi}{2H}x\right)^2 dx}{X_H^2} =$$

$$= \frac{4}{gH}\int_0^H\left(1-2\cos\frac{\pi}{2H}x+\cos^2\frac{\pi}{2H}x\right)dx = \frac{4}{gH}\,0{,}23\,H = \frac{4\cdot 0{,}23}{9{,}81} = 0{,}094\ \text{tfs}^2/\text{m}.$$

Masa concentrată a sistemului este

$$m_1 = \frac{14{,}6}{9{,}81} + 0{,}094 = 1{,}58\ \text{tfs}^2/\text{m}.$$

Perioada oscilațiilor libere ale castelului de apă se calculează cu formula (III.4'), în care scop este necesar să se determine săgeata f_1 a sistemului, produsă de greutatea masei m_1. Se observă că deformațiile castelului de apă sînt aceleași după toate direcțiile și sînt condiționate de deformațiile fermelor plane. Neglijînd înclinarea acestora și admițînd că fiecare fermă lucrează ca un sistem plan, eforturile din bare se determină după diagrama lui Cremona. Aplicînd formula lui Mohr, se calculează deplasarea capătului superior al fermei plane, din încărcarea $\frac{m_1 g}{2}$. Din calcul rezultă că deplasarea capătului superior al fermei este de 3,67 cm. Întrucît masa echivalentă a sistemului este aplicată ceva mai sus, la mijlocul înălțimii rezervorului rigid, deplasarea acestui punct se află cu aproximație, din relația

$$\frac{3{,}67}{20{,}5} = \frac{f_1}{21{,}75};\quad f_1 = 3{,}67\,\frac{21{,}75}{20{,}5} = 3{,}9\ \text{cm}.$$

Pentru a stabili influența deformabilității terenului de fundație asupra perioadei oscilațiilor libere ale castelului de apă și valorii de calcul a forței seismice, calculul se face în ipoteza că fermele sînt perfect încastrate în terenul de fundație, ținînd seama de deformațiile acestuia din urmă.

Admițînd că terenul de fundație este absolut rigid, perioada oscilațiilor libere ale castelului de apă, conform relației (III.4'), este :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{f_1}{g}} = 2\cdot 3{,}14\sqrt{\frac{3{,}9}{981}} = 0{,}395\ \text{s}.$$

Castelul de apă fiind o construcție flexibilă, coeficientul dinamic, necesar pentru determinarea forței seismice de calcul, conform relației (II.63), este :

$$\beta = 1{,}6\,\frac{0{,}9}{0{,}395} = 3{,}8.$$

Admițînd că, coeficientul formei deformației este egal cu unitatea, ca pentru un sistem cu un singur grad de libertate, forța seismică de calcul care se aplică în centrul rezervorului, conform relației (II.55), este

$$S_1 = 15{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot 3{,}8 \cdot 1 = 5{,}9 \text{ tf},$$

unde

$$Q_1 = m_1 g = 1{,}58 \cdot 9{,}81 = 15{,}5 \text{ tf}.$$

Se determină săgeata castelului de apă, ținînd seama de rotirea sa elastică pe terenul de fundație. Deplasarea orizontală a fundației se neglijează, întrucît în cazul de față este evident că are o valoare mică. Rigiditatea la rotire a terenului de fundație, conform relației (III.39′), este

$$K_\varphi = I_f C_z u + A_{fr} l_{fr}^2 C_x u =$$

$$= 4 \cdot 1{,}6 \cdot 16 \left(\frac{5{,}5}{2}\right)^2 4\,000 \cdot 1{,}98 + 4 \cdot 4 \cdot 1{,}6 \cdot 2 \left(\frac{5{,}5}{2}\right)^2 0{,}7 \cdot 4\,000 \cdot 1{,}98 =$$

$$= 2{,}75 \cdot 10^6 \text{ tfm},$$

unde u este coeficientul cu care se majorează rigiditatea terenului, datorită dimensiunilor mici ale stîlpilor de fundație

$$u = \sqrt{\frac{10}{1{,}6 \cdot 1{,}6}} = 1{,}98.$$

Săgeata la partea superioară a castelului de apă, produsă de rotirea fundației, conform relației (III.38) este

$$f_{bază} = Q \frac{H^2}{K_\varphi} = 15{,}5 \frac{23{,}75^2}{2{,}75 \cdot 10^6} = 3{,}07 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0{,}31 \text{ cm}.$$

Deplasarea totală provenită din cedarea terenului de fundație și din deformația construcției

$$f_1 = 3{,}9 + 0{,}31 = 4{,}21 \text{ cm}.$$

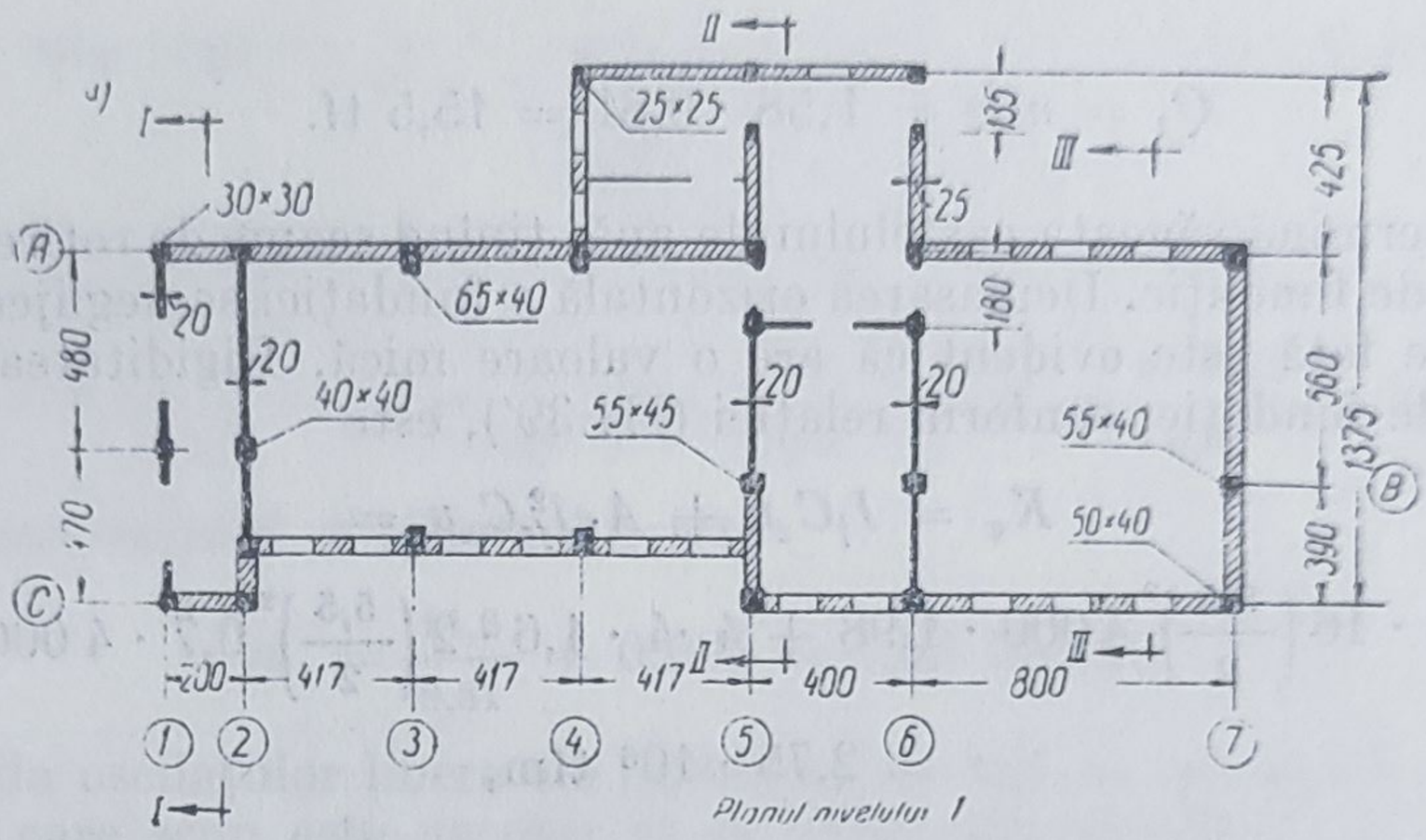
Perioada corespunzătoare a oscilațiilor libere, conform relației (III.4′), este

$$T = 2 \cdot 3{,}14 \sqrt{\frac{4{,}21}{981}} = 0{,}412 \text{ s}.$$

Diferența dintre perioadele oscilațiilor libere, calculate cu neglijarea deformațiilor terenului de fundație și ținînd seama de acestea, este de ordinul a 5%, ceea ce, practic, nu are influență asupra încărcării seismice de calcul.

Exemplul 3. Să se determine încărcarea seismică de calcul a clădirii unei mori care se proiectează pentru o regiune cu seismicitatea de gradul 9. Elementele de construcție portante principale ale clădirii sînt: scheletul, planșeele, pereții silozurilor și ai buncărelor din beton armat monolit; zidăria de umplutură a scheletului este din cărămidă (fig. 232 a și 232 b).

După cum rezultă din plan și din secțiuni, clădirea are o schemă constructivă destul de complicată și în același timp este relativ rigidă, întrucît deformațiile elementelor sale sînt reduse. În consecință, se poate admite că perioada oscilațiilor libere ale clădirii este mai mică de 0,3 s (sau este în orice



Planul nivelului 1

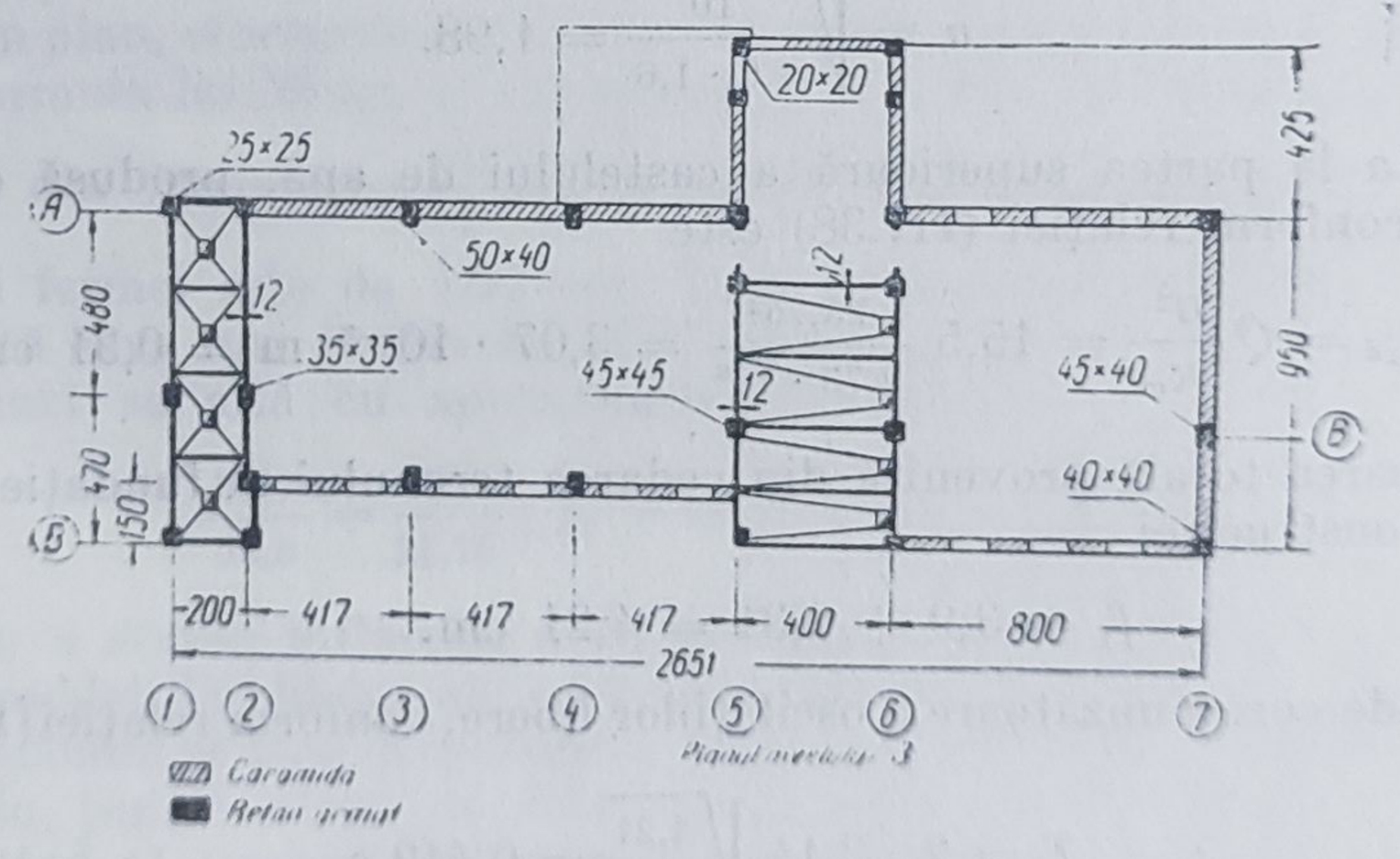


Fig. 232 a. Clădirea morii.

caz apropiată de această valoare), iar forma oscilațiilor este apropiată de cea liniară. Fără a mai proceda la o determinare exactă a perioadei și formei oscilațiilor libere ale acestei construcții, pentru determinarea încărcării seismice se ia $\beta = 3$, iar coeficientul formei oscilațiilor η_K, se calculează cu formula simplificată (III.68). Această metodă de determinare a încărcării seismice de calcul, pentru construcțiile rigide cu o configurație complicată, este recomandată în normele în vigoare (SN 8-57).

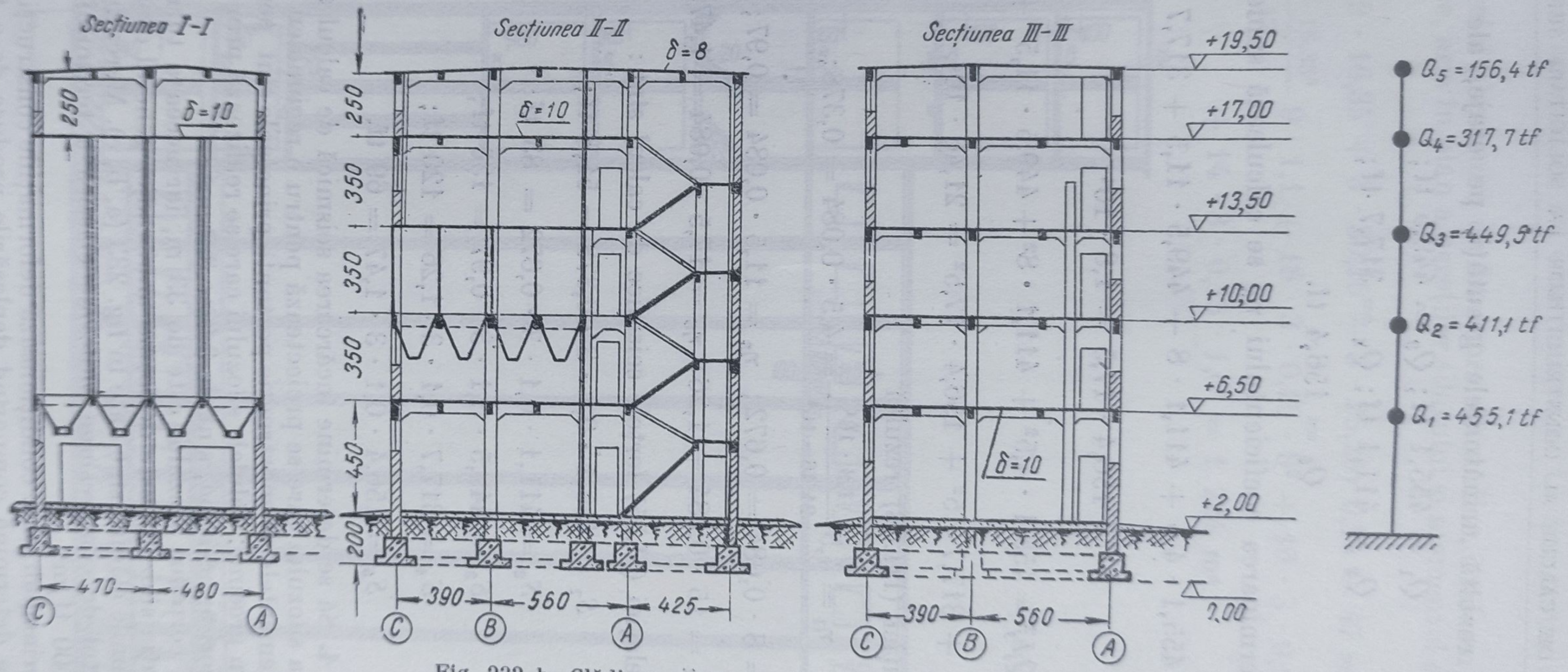


Fig. 232 b. Clădirea morii. Secțiuni și schema de calcul.

Din calcul, rezultă următoarele greutăți, pe etaje, ale clădirii morii

$$Q_1 = 455{,}1 \text{ tf}; \; Q_3 = 449{,}5 \text{ tf};$$

$$Q_2 = 411{,}1 \text{ tf}; \; Q_4 = 317{,}7 \text{ tf};$$

$$Q_5 = 156{,}4 \text{ tf}.$$

Pentru determinarea coeficientului η_K se calculează sumele

$$\sum_{j=1}^{5} Q_j h_j = 455{,}1 \cdot 4{,}5 + 411{,}1 \cdot 8 + 449{,}5 \cdot 11{,}5 + 317{,}7 \cdot 15 +$$

$$+ 156{,}4 \cdot 17{,}5 = 1{,}8 \cdot 10^4;$$

$$\sum_{j=1}^{5} Q_j h_j^2 = 455{,}1 \cdot 4{,}5^2 + 411{,}1 \cdot 8^2 + 449{,}5 \cdot 11{,}5^2 +$$

$$+ 317{,}7 \cdot 15^2 + 156{,}4 \cdot 17{,}5^2 = 21{,}46 \cdot 10^4,$$

și conform relației (III.68) rezultă

$$\eta_1 = 4{,}5 \frac{1{,}8 \cdot 10^4}{21{,}46 \cdot 10^4} = 4{,}5 \cdot 0{,}084 = 0{,}378;$$

$$\eta_2 = 8 \cdot 0{,}084 = 0{,}672; \quad \eta_3 = 11{,}5 \cdot 0{,}084 = 0{,}97;$$

$$\eta_4 = 15 \cdot 0{,}084 = 1{,}26; \quad \eta_5 = 17{,}5 \cdot 0{,}084 = 1{,}47.$$

Conform relației (II.55) forțele seismice de calcul sînt :

$$S_1 = 455{,}1 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}378 = 51{,}8 \text{ tf};$$

$$S_2 = 411{,}1 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}672 = 83 \text{ tf};$$

$$S_3 = 449{,}5 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}97 = 130 \text{ tf};$$

$$S_4 = 317{,}7 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 1{,}26 = 120 \text{ tf};$$

$$S_5 = 156{,}4 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 1{,}47 = 69 \text{ tf}.$$

Exemplul 4. Să se determine încărcarea seismică de calcul după direcția transversală, a silozului care se proiectează pentru o regiune cu seismicitatea de gradul 8. Elementele de construcție portante principale sînt pereții de beton armat de 15 cm grosime. Celulele silozului care se realizează prin intersectarea pereților interiori ai acestuia, sînt de 3,2 × 3,2 m.

Înălțimea corpului silozului este de 33 m, iar aceea a turnului este de 42,2 m. Fundația silozului este de forma unui radier general de beton armat. Planul și secțiunile clădirii sînt date în fig. 233 (a, b, c). Marca betonului este 200. Coeficientul de compresiune uniformă elastică a terenului de fundație este $C_z = 4\,000$ tf/m².

Factorii principali, care condiționează deformațiile construcției pe direcția considerată, se determină comparînd deplasările produse de o forță unitară

aplicată la nivelul planșeului de deasupra silozurilor, conform relației (III.38). Cu aproximație, aria în plan a pereților silozului și momentul de inerție respectiv sînt :

$$A = (9 \cdot 16{,}35 + 3 \cdot 30{,}15 + 3 \cdot 25{,}25)\ 0{,}15 = 47 \approx 50\ \text{m}^2;$$

$$I = \frac{0{,}15 \cdot 16{,}35^3}{12}\ 9 \cdot 1{,}1 + 18 \cdot 3 \cdot 0{,}15 \cdot 8^2 + 16 \cdot 3 \cdot 0{,}15 \cdot 4{,}8^2 +$$

$$+ 14 \cdot 3 \cdot 0{,}15 \cdot 1{,}6^2 = 1\ 224\ \text{m}^4.$$

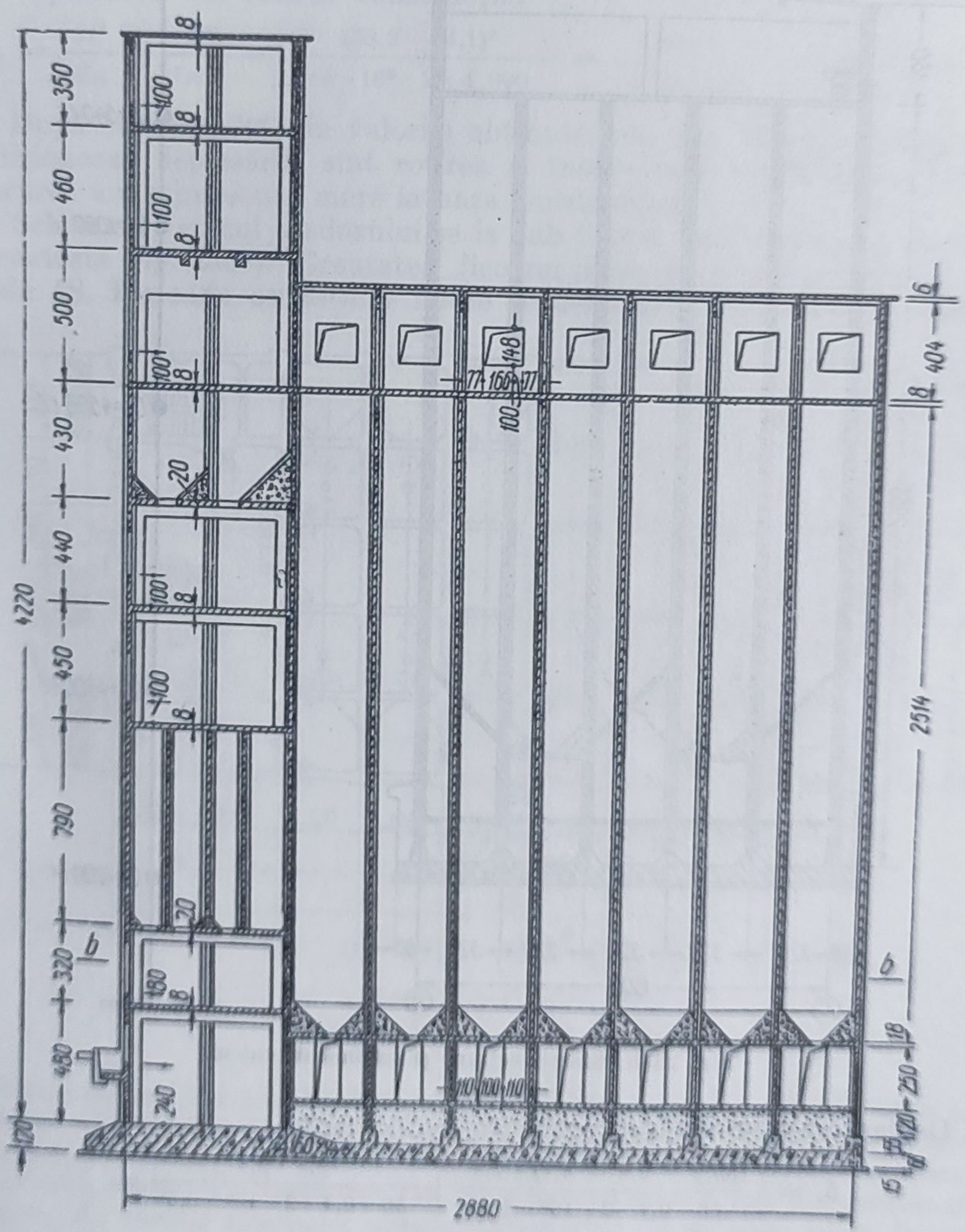


Fig. 233a. Siloz : secțiune longitudinală.

Momentul de inerție al suprafeței fundației

$$I_f = \frac{30{,}8 \cdot 17{,}6^3}{12} = 14\,000 \ \text{m}^4.$$

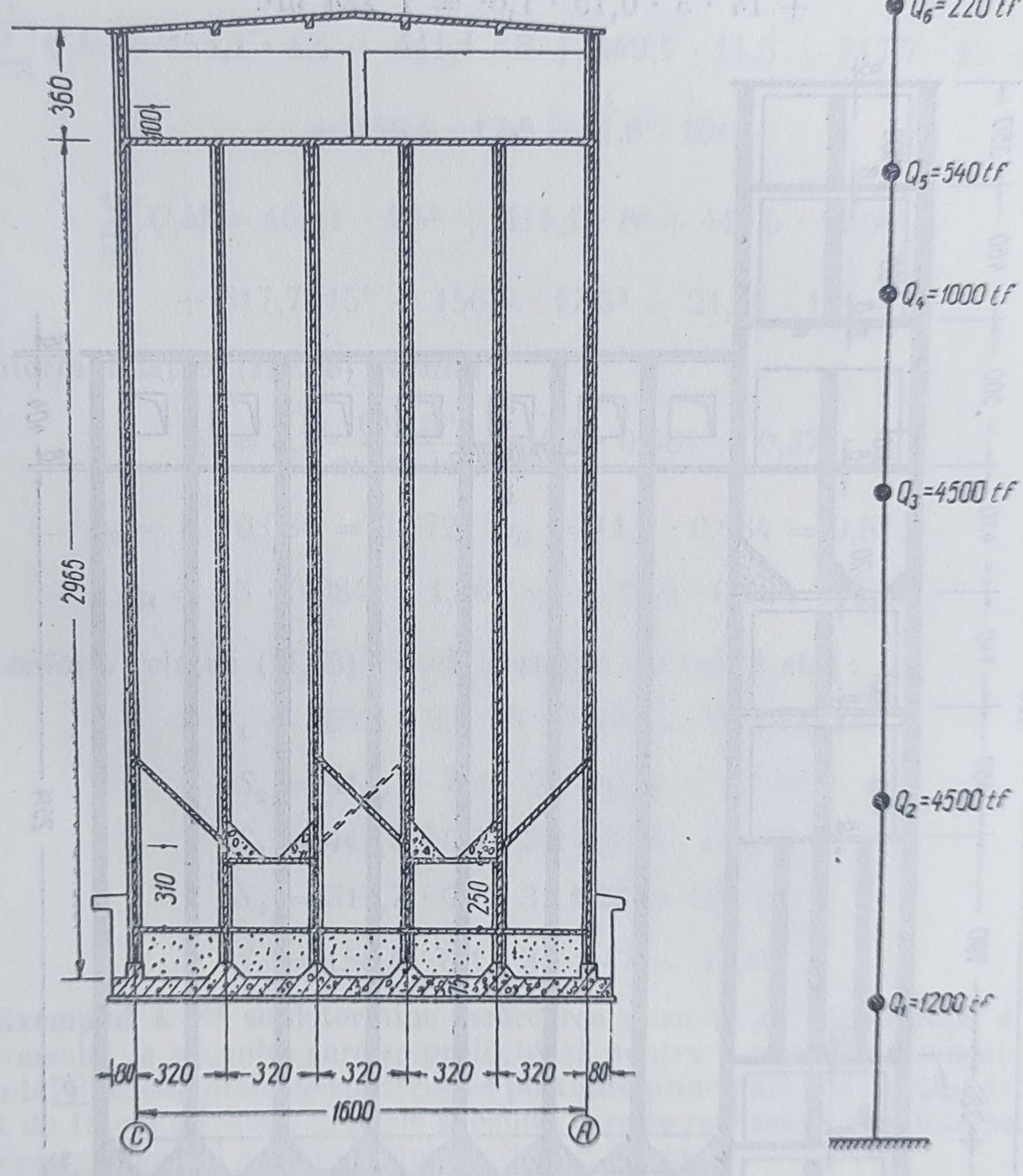


Fig. 233b. Siloz: secțiune și schema de calcul.

Deplasarea din lunecare

$$\delta_l = \frac{(33{,}2 - 2{,}5 - 4{,}1) \cdot 2{,}4}{50 \cdot 0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 1} + \frac{2{,}5 \cdot 2{,}4}{50 \cdot 0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0{,}59} =$$

$$= 1{,}81 \cdot 10^{-6} \ \text{m/tf}.$$

Deplasarea din încovoiere

$$\delta_{inc} = \frac{(33{,}2 - 4{,}1)^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 1224} = \frac{29{,}1^3}{7{,}34 \cdot 10^9} = 3{,}36 \cdot 10^{-6} \text{ m/tf.}$$

Deplasarea din lunecare pe terenul de fundație

$$\delta_l = \frac{1}{K_x} = \frac{1}{17{,}6 \cdot 30{,}8 \cdot 0{,}7 \cdot 4\,000} = 0{,}66 \cdot 10^{-6} \text{ m/tf.}$$

Deplasarea din rotirea construcției

$$\delta_\varphi = \frac{H^2}{K_\varphi} = \frac{H^2}{I_f C_\varphi} = \frac{(33{,}2 - 4{,}1)^2}{14 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 4\,000} = \frac{29{,}1^2}{1{,}12 \cdot 10^8} = 7{,}57 \cdot 10^{-6} \text{ m/tf.}$$

După cum rezultă din valorile obținute mai sus, factorii principali care condiționează deplasările sînt rotirea și încovoierea construcției. Totodată, lunecarea are o influență mare la baza construcției.

Schema de calcul a silozului se ia sub forma unui sistem cu șapte mase concentrate (fig. 233c). Greutatea fiecărei mase și valorile maselor se dau în tabela 48. Perioada oscilațiilor libere se determină prin metoda energetică,

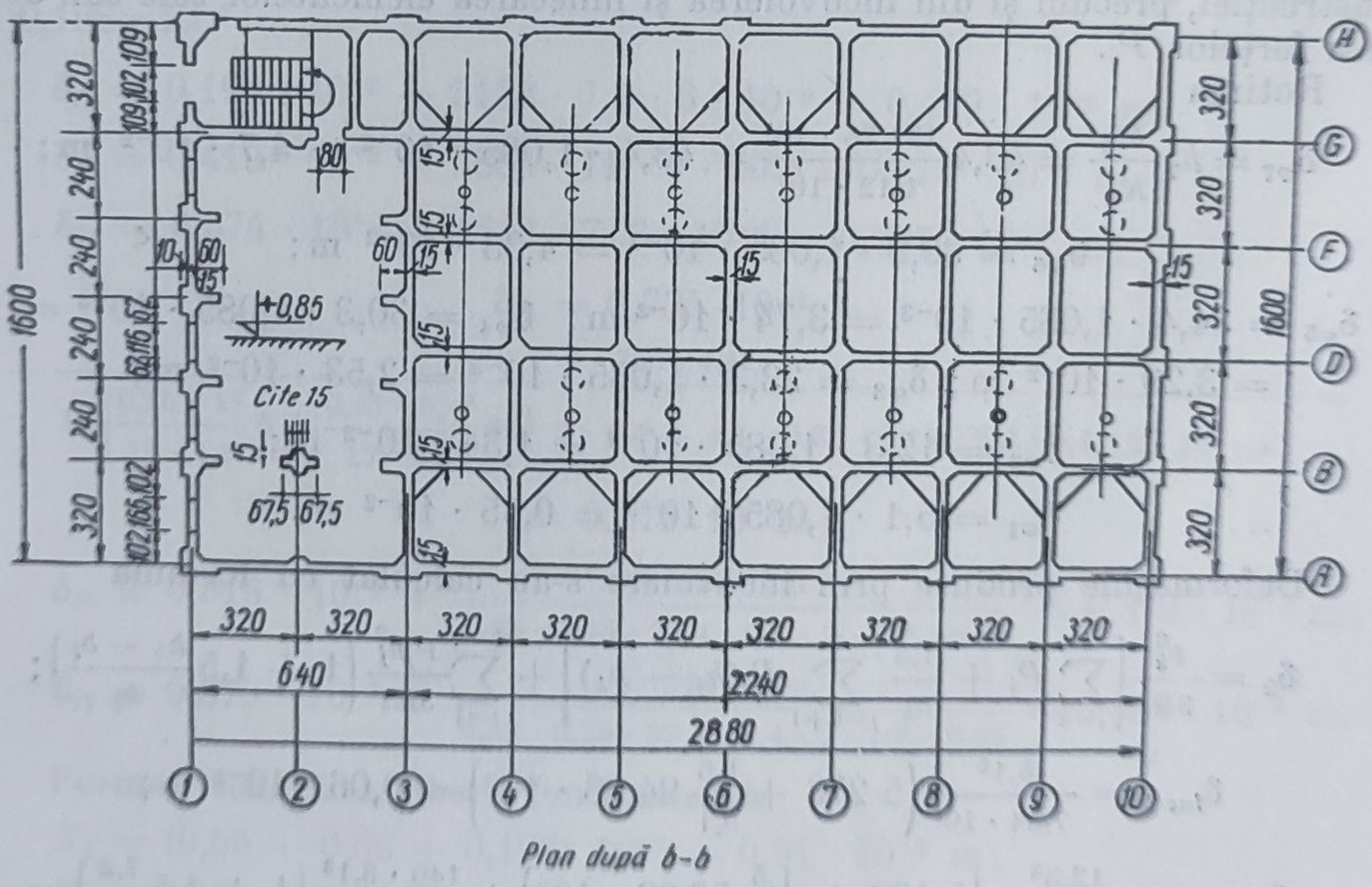


Fig. 233c. Planul silozului.

conform relației (III.23). Ținînd seama că rotirea construcției pe terenul de fundație constituie factorul principal care condiționează deformația, se admite că forma oscilațiilor y_j este liniară ; ordonatele respective sînt trecute în coloana 5 din aceeași tabelă. Cu formula (III.24) s-au calculat forțele convenționale P_j (coloana 6), forțele tăietoare respective (coloana 7) și momentele încovoietoare (coloana 8).

Tabela 48

Nr. masei	Masa m_j $\frac{ts^2}{m}$	Greutatea Q_j a masei tf	Cota față de terenul de fundație h_j m	Ordonata formei aproximative Y_j	Forțele convenționale P_j tf	$\sum_j P_j$ tf	Momentul produs de forțele P_j tfm	Forma de calcul a oscilațiilor X_j
1	2	3	4	5	6	7	8	9
7	12,2	120	43,4	1	120	120	0	$7,54 \cdot 10^{-2}$
6	22,4	220	39,9	0,92	202	322	$0,42 \cdot 10^3$	$6,95 \cdot 10^{-2}$
5	55	540	34,4	0,792	428	750	$2,19 \cdot 10^3$	$5,98 \cdot 10^{-2}$
4	102	1 000	30,3	0,698	698	1 448	$5,26 \cdot 10^3$	$5,2 \cdot 10^{-2}$
3	459	4 500	23,3	0,537	2 415	3 863	$15,4 \cdot 10^3$	$4,1 \cdot 10^{-2}$
2	459	4 500	12,3	0,283	1 270	5 133	$57,92 \cdot 10^3$	$2,07 \cdot 10^{-2}$
1	122	1 200	5,1	0,117	140	5 273	$94,88 \cdot 10^3$	$0,81 \cdot 10^{-2}$
0							$121,88 \cdot 10^3$	

Forma oscilațiilor se află prin însumarea deplasărilor provenite din rotirea construcției, precum și din încovoierea și lunecarea elementelor sale sub acțiunea forțelor P_j.

Rotirea

$$\delta_{\varphi 7} = h_7 \frac{M_0}{K_\varphi} = 43,4 \frac{121,88 \cdot 10^3}{1,12 \cdot 10^8} = 43,4 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 4,7 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{\varphi 6} = 39,9 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 4,33 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{\varphi 5} = 34,4 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 3,74 \cdot 10^{-2} \text{ m}; \quad \delta_{\varphi 4} = 30,3 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 3,29 \cdot 10^{-2} \text{ m}; \quad \delta_{\varphi 3} = 23,3 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 2,53 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{\varphi 2} = 12,3 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 1,34 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{\varphi 1} = 5,1 \cdot 1,085 \cdot 10^{-3} = 0,55 \cdot 10^{-2} \text{ m}.$$

Deformațiile produse prin încovoiere s-au calculat cu formula

$$\delta_k = \frac{h_k^3}{3EI}\left[\sum_{j=k}^{7} P_j + \frac{1,5}{h_k}\sum_{j=k+1}^{7} P_j(h_j - h_k)\right] + \sum_{j=1}^{k-1}\frac{P_j h_j^3}{3EI}\left(1 + 1,5\frac{h_k - h_j}{h_j}\right);$$

$$\delta_{inc\,1} = \frac{5,1^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(5\,273 + \frac{1,5}{5,1}\,94,88 \cdot 10^3\right) = 0,06 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{inc\,2} = \frac{12,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(5\,133 + \frac{1,5}{12,3}\,57,92 \cdot 10^3\right) + \frac{140 \cdot 5,1^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{7,2}{5,1}\right) = 0,31 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{inc\,3} = \frac{23,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(3\,863 + \frac{1,5}{23,3}\,15,4 \cdot 10^3\right) + \frac{140 \cdot 5,1^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{18,2}{5,1}\right) + \frac{1\,270 \cdot 12,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{11}{12,3}\right) = 0,9 \cdot 10^{-2} \text{ m};$$

$$\delta_{inc\,4} = \frac{30,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1\,448 + \frac{1,5}{30,3}5,26 \cdot 10^3\right) + \frac{140 \cdot 5,1^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{25,2}{5,1}\right) +$$

$$+ \frac{1\,270 \cdot 12,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{18}{12,3}\right) + \frac{2\,415 \cdot 23,3^3}{7,34 \cdot 10^9}\left(1 + 1,5\frac{7}{23,3}\right) = 1,18 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{inc\,5} = \delta_{inc\,4}\left(1 + 1,5\frac{h_5 - h_4}{h_4}\right) = 1,18 \cdot 10^{-2}\left(1 + 1,5\frac{4,1}{30,3}\right) =$$

$$= 1,42 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{inc\,6} = 1,18 \cdot 10^{-2}\left(1 + 1,5\frac{9,6}{30,3}\right) = 1,74 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{inc\,7} = 1,18 \cdot 10^{-2}\left(1 + 1,5\frac{13,1}{30,3}\right) = 1,95 \cdot 10^{-2}\ \text{m}.$$

Deformațiile din lunecare sînt:

$$\delta_{l1} = \delta_k = \delta_{k-1} + \frac{k_1(h_k - h_{k-1})\sum_{j=k}^{7} P_j}{AG\gamma_{gol}} = 0 + \frac{5\,273 \cdot 3,7 \cdot 2,4}{50 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,59} =$$

$$= 0,198 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{l2} = 0,198 \cdot 10^{-2} + 5133 \cdot 7,2 \cdot 6 \cdot 10^{-8} = 0,419 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{l3} = 0,419 \cdot 10^{-2} + 3863 \cdot 11 \cdot 6 \cdot 10^{-8} = 0,674 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{l4} = 0,674 \cdot 10^{-2} + 1448 \cdot 7 \cdot 6 \cdot 10^{-8} = 0,735 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{l5} = 0,735 \cdot 10^{-2} +$$

$$+ \frac{750 \cdot 4,1^2}{12\left(\frac{0,15 \cdot 1^3}{12 \cdot 4,1}6 + \frac{0,45 \cdot 0,4^3}{12 \cdot 4,1}28\right) 2 \cdot 10^6 + 4,1 \cdot 0,83 \cdot 0,15 \cdot 2,8 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 13} =$$

$$= 0,815 \cdot 10^{-2}\text{m};$$

$$\delta_{l6} = 0,815 \cdot 10^{-2} + \frac{322 \cdot 5,5}{0,83 \cdot 0,15 \cdot 29,4 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,879 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$

$$\delta_{l7} = 0,879 \cdot 10^{-2} + \frac{120 \cdot 3,5}{0,83 \cdot 0,15 \cdot 29,4 \cdot 0,4 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,95} = 0,894 \cdot 10^{-2}\ \text{m}.$$

Forma oscilațiilor libere fundamentale

$$X_1 = (0,55 + 0,06 + 0,198)\ 10^{-2} = 0,81 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_2 = (1,34 + 0,31 + 0,419)\ 10^{-2} = 2,07 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_3 = (2,53 + 0,9 + 0,674)\ 10^{-2} = 4,1 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_4 = (3,29 + 1,18 + 0,735)\ 10^{-2} = 5,2 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_5 = (3,74 + 1,42 + 0,815)\ 10^{-2} = 5,98 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_6 = (4,33 + 1,74 + 0,879)\ 10^{-2} = 6,95 \cdot 10^{-2}\ \text{m};$$
$$X_7 = (4,7 + 1,95 + 0,894)\ 10^{-2} = 7,54 \cdot 10^{-2}\ \text{m}.$$

Perioada oscilațiilor libere se determină cu formula (III.23), în care scop se calculează sumele

$$\sum_j m_j X_j^2 = (12{,}2 \cdot 7{,}54^2 + 22{,}4 \cdot 6{,}95^2 + 55 \cdot 5{,}98^2 + 102 \cdot 5{,}2^2 +$$

$$+ 459 \cdot 4{,}1^2 + 459 \cdot 2{,}07^2 + 122 \cdot 0{,}81^2)10^{-4} = 1{,}62;$$

$$\sum_j P_j X_j = (120 \cdot 7{,}54 + 202 \cdot 6{,}95 + 428 \cdot 5{,}98 + 698 \cdot 5{,}2 +$$

$$+ 2\,415 \cdot 4{,}1 + 1\,270 \cdot 2{,}07 + 140 \cdot 0{,}81)10^{-2} = 143{,}1;$$

$$T_1 = 2 \cdot 3{,}14 \sqrt{\frac{1{,}62}{143{,}1}} = 0{,}67 \text{ s.}$$

Coeficientul dinamic β este $\frac{0{,}9}{0{,}67} = 1{,}34$.

Pentru determinarea valorilor coeficientului de formă a oscilațiilor η_{lk} se calculează sumele

$$\sum_j Q_j X_j = (120 \cdot 7{,}54 + 220 \cdot 6{,}95 + 540 \cdot 5{,}98 + 1\,000 \cdot 5{,}2 +$$

$$+ 4\,500 \cdot 4{,}1 + 4\,500 \cdot 2{,}07 + 1\,200 \cdot 0{,}81)\,10^{-2} = 395{,}55;$$

$$\sum_j Q_j X_j^2 = g \sum_j m_j X_j^2 = 9{,}81 \cdot 1{,}62 = 15{,}9;$$

$$\eta_1 = 0{,}81 \cdot 10^{-2} \frac{395{,}55}{15{,}9} = 0{,}81 \cdot 0{,}248 = 0{,}201;$$

$\eta_2 = 2{,}07 \cdot 0{,}248 = 0{,}514;$ $\eta_3 = 4{,}1 \cdot 0{,}248 = 1{,}02$

$\eta_4 = 5{,}2 \cdot 0{,}248 = 1{,}29;$ $\eta_5 = 5{,}98 \cdot 0{,}248 = 1{,}48;$

$\eta_6 = 6{,}95 \cdot 0{,}248 = 1{,}72;$ $\eta_7 = 7{,}54 \cdot 0{,}248 = 1{,}87.$

Conform relației (II.55) forțele seismice de calcul sînt

$$S_1 = 1\,200 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 0{,}201 = 16{,}2 \text{ tf};$$

$$S_2 = 4\,500 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 0{,}514 = 155 \text{ tf};$$

$$S_3 = 4\,500 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}02 = 308 \text{ tf};$$

$$S_4 = 1\,000 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}29 = 86{,}5 \text{ tf};$$

$$S_5 = 540 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}48 = 53{,}6 \text{ tf};$$

$$S_6 = 220 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}72 = 25{,}4 \text{ tf};$$

$$S_7 = 120 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}87 = 15 \text{ tf};$$

Calculele necesare pentru determinarea formei oscilațiilor X_j au fost destul de laborioase.

Determinăm încărcarea seismică prin procedeul simplificat, luînd $\beta = 3$ și calculînd coeficientul η_k cu formula (III.68)

$$\eta_1 = 5{,}1 \frac{1\,200 \cdot 5{,}1 + 4\,500 \cdot 12{,}3 + 4\,500 \cdot 23{,}3 + 1\,000 \cdot 30{,}3 + 540 \cdot 34{,}4 + \longrightarrow}{1\,200 \cdot 5{,}1^2 + 4\,500 \cdot 12{,}3^2 + 4\,500 \cdot 23{,}3^2 + 1\,000 \cdot 30{,}3^2 + 540 \cdot 34{,}4^2 + \longrightarrow}$$

$$\longrightarrow \frac{+ 220 \cdot 39{,}9 + 120 \cdot 43{,}4}{+ 220 \cdot 39{,}9^2 + 120 \cdot 43{,}4^2} = 5{,}1 \cdot 0{,}0433 = 0{,}22;$$

$$\eta_2 = 12{,}3 \cdot 0{,}0433 = 0{,}532; \qquad \eta_3 = 23{,}3 \cdot 0{,}0433 = 1{,}01;$$

$$\eta_4 = 30{,}3 \cdot 0{,}0433 = 1{,}31; \qquad \eta_5 = 34{,}4 \cdot 0{,}0433 = 1{,}44;$$

$$\eta_6 = 39{,}9 \cdot 0{,}0433 = 1{,}73; \qquad \eta_7 = 43{,}4 \cdot 0{,}0433 = 1{,}87.$$

Forțele seismice sînt:

$$S_1 = 1\,200 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}22 = 39{,}6 \text{ tf};$$

$$S_2 = 4\,500 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}532 = 359 \text{ tf};$$

$$S_3 = 4\,500 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}01 = 684 \text{ tf};$$

$$S_4 = 1\,000 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}31 = 197 \text{ tf};$$

$$S_5 = 540 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}44 = 117 \text{ tf};$$

$$S_6 = 220 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}73 = 57{,}3 \text{ tf};$$

$$S_7 = 120 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}87 = 33{,}7 \text{ tf}.$$

Rezultatele calculului prin procedeul aproximativ și prin procedeul mai exact, diferă între ele de peste două ori, ceea ce, practic, se poate explica prin valoarea coeficientului β. Valorile coeficientului de formă a oscilațiilor η_k sînt foarte apropiate. Aceasta dovedește că forma calculată a oscilațiilor este apropiată de cea liniară, admisă inițial. În consecință, determinarea formei oscilațiilor silozului, în vederea determinării perioadei oscilațiilor sale libere și deci și a valorii coeficientului β, se poate face destul de simplu: deformațiile din încovoiere, lunecare și rotire se calculează într-un singur punct X_k (în locul celor șapte puncte, ca mai sus); deplasările X_j din celelalte puncte sînt proporționale cu raportul dintre înălțimi $X_j = X_k \frac{h}{h_k}$.

Exemplul 5. Să se determine încărcarea seismică a unei clădiri publice din zidărie de cărămidă, cu două niveluri, proiectată pentru o regiune cu seismicitatea de gradul 9. Clădirea nu are pod (fig. 234, *a*). Planșeele sînt executate din fîșii prefabricate, cu fața laterală ondulată, care se monolitizează după

montarea lor. Monolitizarea se face cu ajutorul centurilor monolite din beton armat care se toarnă pe perimetrul tuturor pereților, iar rosturile longitudinale dintre fîșii se umplu cu mortar marca 100, preparat cu nisip cu granule mari. Pereții transversali ai clădirii se află la intervale de circa 14 m.

Schema de calcul a clădirii este sistemul la care masa a fost concentrată în două puncte, la nivelul planșeelor (fig. 234, *b*). Greutățile acestor mase, ținînd seama de încărcarea utilă și cea provenită din zăpadă, sînt $Q_1 = 973$ tf și $Q_2 = 832$ tf.

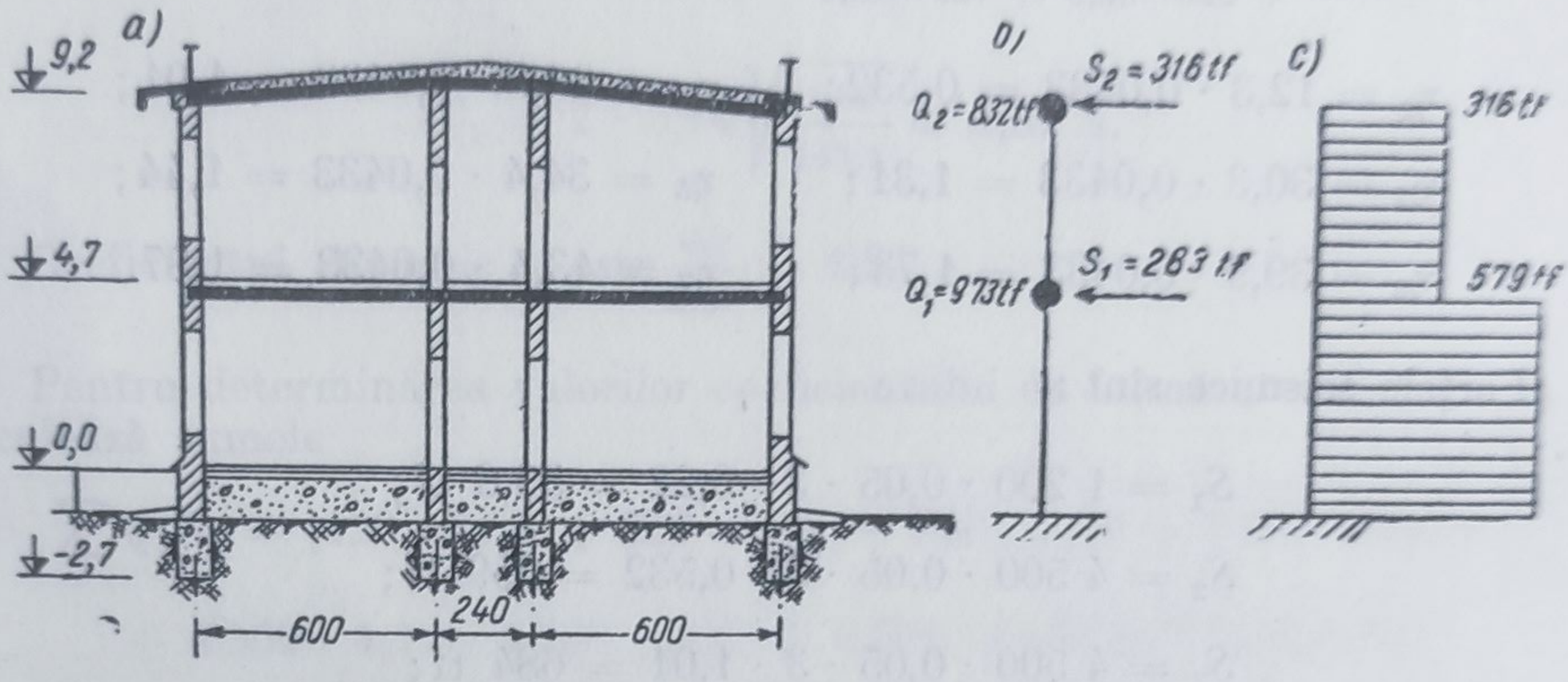


Fig. 234. Clădire din zidărie de cărămidă:
a — secțiune; *b* — schema de calcul; *c* — diagrama forțelor tăietoare.

Pentru clădiri cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, în tabela 30 se dau valorile produsului $\beta\eta_k$. Forțele seismice de calcul care se aplică la nivelul planșeelor, conform relației (II.55) sînt:

$$S_1 = 973 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}7 = 263 \text{ tf},$$

$$S_2 = 832 \cdot 0{,}1 \cdot 3{,}8 = 316 \text{ tf}.$$

Exemplul 5a. Să se determine încărcarea seismică de calcul a unei clădiri de locuit din blocuri mari, cu patru niveluri și cu subsol, proiectată pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 8. Planul și secțiunea clădirii sînt date în fig. 235. Pereții sînt alcătuiți din patru rînduri de blocuri pe înălțimea unui etaj și se execută din blocuri de beton marca 75 cu mortar marca 50. Planșeele sînt din beton armat prefabricat; fîșiile sînt cu goluri circulare și se monolitizează cu ajutorul penelor sudate, umplerea rosturilor făcîndu-se cu mortar marca 100. Terenul de fundație este format din argile nisipoase compacte cu incluziuni de pietriș; rezistența de calcul a terenului $R = 3$ kgf/cm².

Schema de calcul a clădirii se ia sub forma unui sistem a cărui masă este concentrată la nivelul planșeelor. Greutățile maselor sînt: $Q_1 = 551$ tf; $Q_2 = Q_3 = Q_4 = 526$ tf; $Q_5 = 404$ tf.

Forțele seismice se calculează cu ajutorul tabelei 30, în care sînt date valorile de calcul ale produsului de coeficienți $\beta\eta_k$.

$$S_1 = 551 \cdot 0{,}05 \cdot 1 = 27{,}5 \text{ tf};$$

$$S_2 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}3 = 34{,}2 \text{ tf};$$

$$S_3 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}4 = 63{,}1 \text{ tf};$$

$$S_4 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 3{,}2 = 84{,}0 \text{ tf};$$

$$S_5 = 404 \cdot 0{,}05 \cdot 3{,}4 = 68{,}6 \text{ tf}.$$

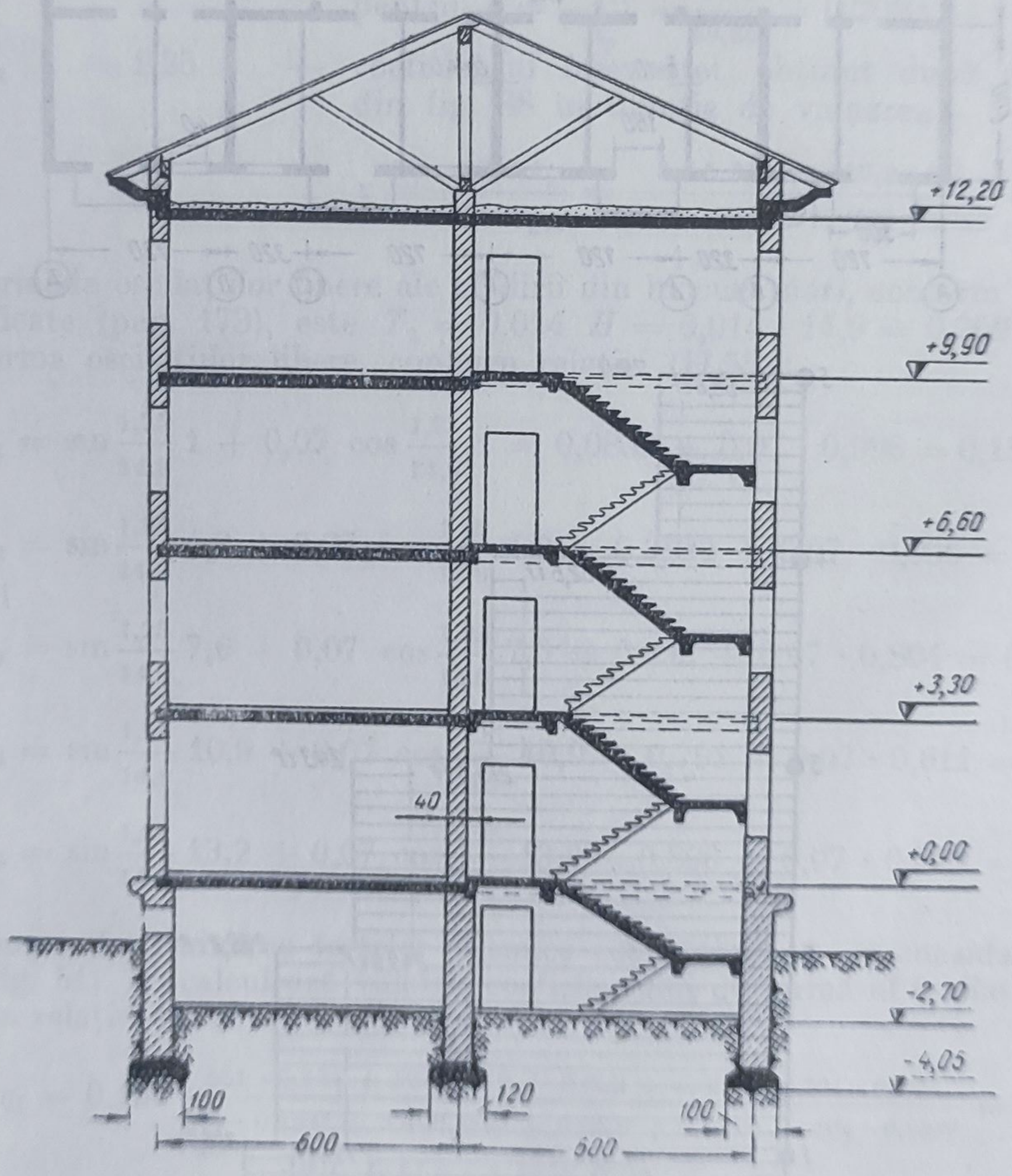
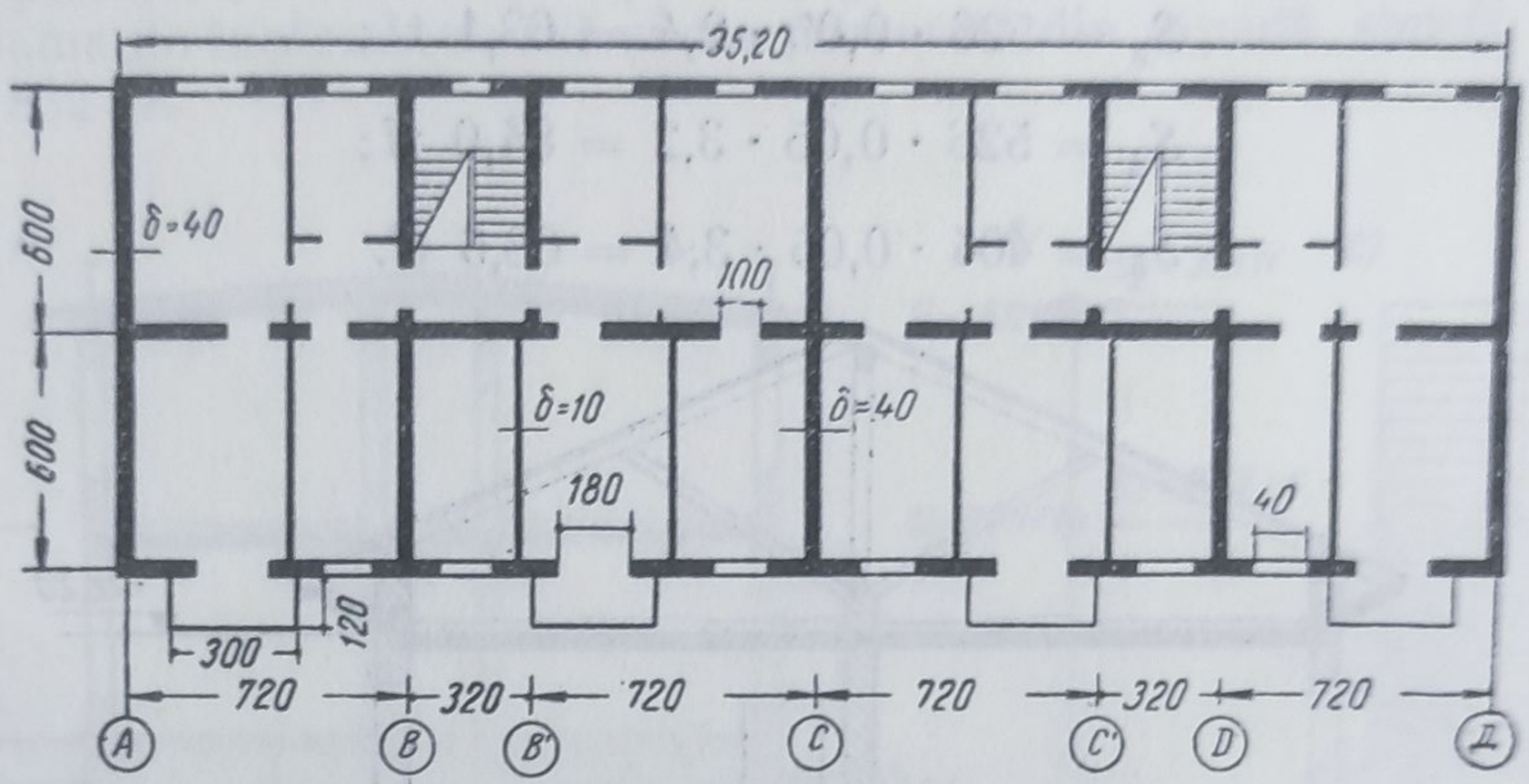


Fig. 235a. Clădire de locuit din blocuri mari; secțiune.

În fig. 235b s-a construit diagrama de forțe tăietoare (linia întreruptă) corespunzătoare acestor forțe.

Să comparăm forțele seismice obținute, cu cele calculate, ținînd seama de caracteristicile dinamice ale clădirii considerate. Conform relației (III.54), perioada oscilațiilor libere este

$$T_1 = \frac{9{,}75\ H}{\alpha_1}\sqrt{\frac{m}{AG\gamma_{gol}}} = \frac{9{,}75 \cdot 14{,}9}{1{,}25}\sqrt{\frac{16{,}3}{69{,}65 \cdot 93\ 700 \cdot 0{,}762}} = 0{,}211\ \text{s},$$



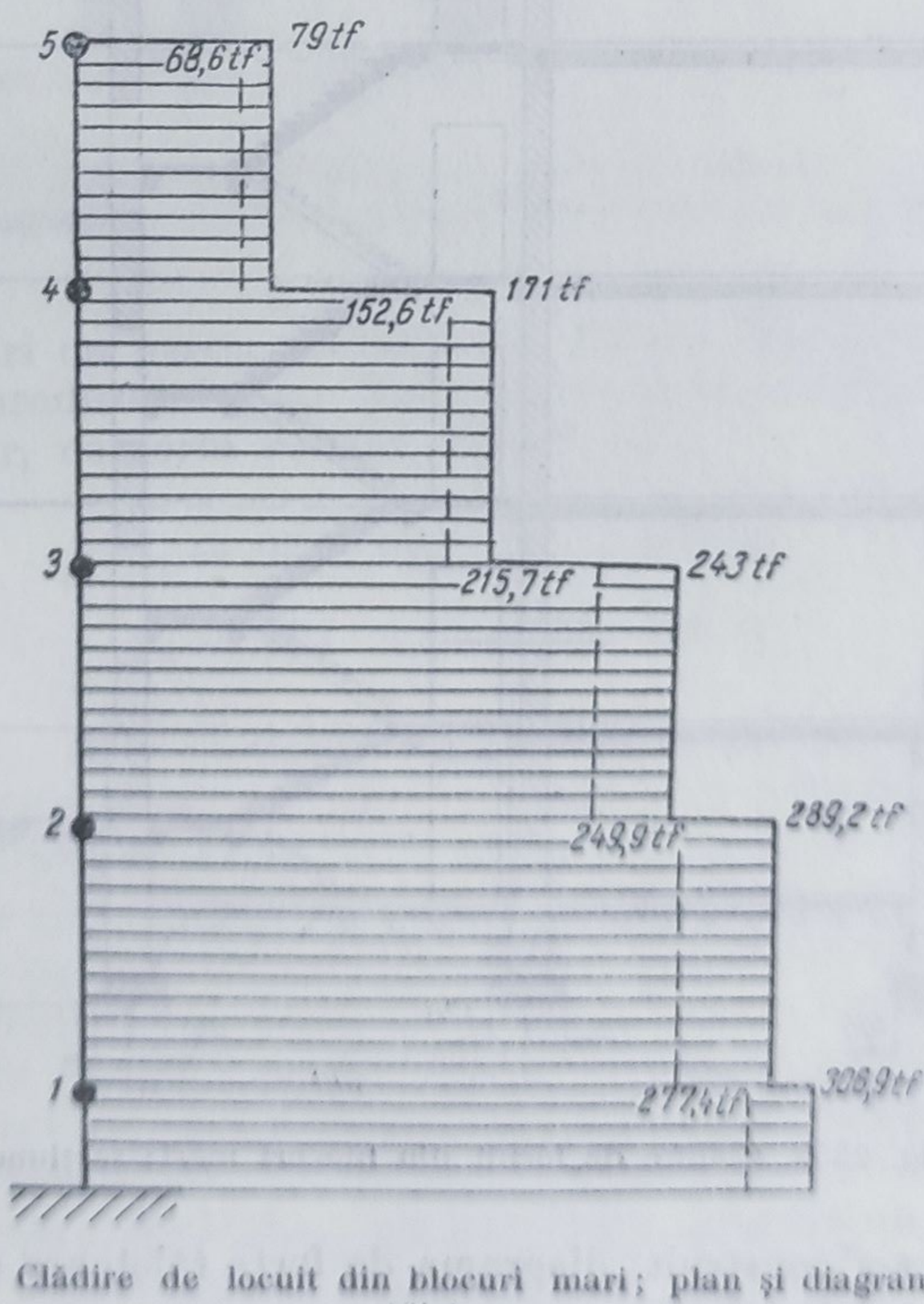


Fig. 235b. Clădire de locuit din blocuri mari; plan și diagrama forțelor tăietoare.

unde $H = 14{,}9$ m este înălțimea clădirii de la cota pardoselii subsolului pînă la nivelul planșeului de la pod;

$m = 16{,}3 \frac{ts^2}{m}$ — greutatea medie a unui metru liniar pe înălțimea clădirii;

$A = 69{,}65\ m^2$ — aria în plan a pereților clădirii;

$G = 0{,}25\ E_0$ — modulul de elasticitate transversală al pereților;
$E_0 = 50 \cdot 750 = 37\,500$ kgf/cm²;
$G = 0{,}25 \cdot 37\,500 = 93\,700$ tf/m²;

$\gamma_{gol} = 0{,}762$ — coeficientul de goluri al pereților, calculat conform relației (III.51)
pentru $c = \frac{A_{gol}}{A_p} = \frac{14{,}1}{69{,}65} = 0{,}202$;

$\alpha_1 = 1{,}25$ — coeficientul frecvenței, obținut după diagrama din fig. 88 în funcție de valoarea

$$v = \frac{4C_z I_f k_1}{HAG\gamma_{gol}} = \frac{4 \cdot 5\,000 \cdot 2\,637{,}2 \cdot 2{,}4}{14{,}9 \cdot 69{,}65 \cdot 93\,700 \cdot 0{,}762} = 1{,}71.$$

Perioada oscilațiilor libere ale clădirii din blocuri mari, conform formulei simplificate (pag. 173), este $T_1 = 0{,}014\ H = 0{,}014 \cdot 14{,}9 = 0{,}209$ s.

Forma oscilațiilor libere, conform relației (II.55):

$$X_1 = \sin \frac{1{,}25}{14{,}9} 1 + 0{,}07 \cos \frac{1{,}25}{14{,}9} 1 = 0{,}0839 + 0{,}07 \cdot 0{,}996 = 0{,}154;$$

$$X_2 = \sin \frac{1{,}25}{14{,}9} 4{,}3 + 0{,}07 \cos \frac{1{,}25}{14{,}9} 4{,}3 = 0{,}3522 + 0{,}07 \cdot 0{,}936 = 0{,}419;$$

$$X_3 = \sin \frac{1{,}25}{14{,}9} 7{,}6 + 0{,}07 \cos \frac{1{,}25}{14{,}9} 7{,}6 = 0{,}595 + 0{,}07 \cdot 0{,}804 = 0{,}652;$$

$$X_4 = \sin \frac{1{,}25}{14{,}9} 10{,}9 + 0{,}07 \cos \frac{1{,}25}{14{,}9} 10{,}9 = 0{,}791 + 0{,}07 \cdot 0{,}611 = 0{,}834;$$

$$X_5 = \sin \frac{1{,}25}{14{,}9} 13{,}2 + 0{,}07 \cos \frac{1{,}25}{14{,}9} 13{,}2 = 0{,}896 + 0{,}07 \cdot 0{,}445 = 0{,}928.$$

Pentru determinarea forțelor seismice coeficientul β se consideră egal cu 3 (fig. 51). Se calculează valorile coeficientului de formă al oscilațiilor η_k conform relației (II.53):

$$\eta_1 = 0{,}154 \frac{551 \cdot 0{,}154 + 526(0{,}419 + 0{,}652 + 0{,}834) + 404 \cdot 0{,}928}{551 \cdot 0{,}154^2 + 526(0{,}419^2 + 0{,}652^2 + 0{,}834^2) + 404 \cdot 0{,}928^2} =$$
$$= 0{,}154 \cdot 1{,}4 = 0{,}214;$$

$$\eta_2 = 0{,}419 \cdot 1{,}4 = 0{,}585; \qquad \eta_3 = 0{,}652 \cdot 1{,}4 = 0{,}91;$$

$$\eta_4 = 0{,}834 \cdot 1{,}4 = 1{,}165; \qquad \eta_5 = 0{,}928 \cdot 1{,}4 = 1{,}3.$$

Conform relației (II.55), forțele seismice sînt :

$$S_1 = 551 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}214 = 17{,}7 \text{ tf};$$

$$S_2 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}585 = 46{,}2 \text{ tf};$$

$$S_3 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}91 = 72 \text{ tf};$$

$$S_4 = 526 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}165 = 92 \text{ tf};$$

$$S_5 = 404 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}3 = 79 \text{ tf};$$

În fig. 235b se dă diagrama forțelor tăietoare corespunzătoare.

Forțele seismice calculate, ținînd seama de caracteristicile dinamice efective ale clădirii din blocuri mari, sînt mai mari decît cele obținute cu ajutorul valorilor din tabelă ale produsului $\beta\eta_k$. Aceasta se explică prin faptul că valorile din tabelă se referă în special la clădirile cu pereți din zidărie de cărămidă, a căror rigiditate este mai mică decît a celor din blocuri mari și în consecință, pentru clădirile cu 5 niveluri în această tabelă s-a luat $\beta = 2{,}4$. Pentru clădirea din blocuri mari, considerată ținînd seama de perioada reală a oscilațiilor libere, a rezultat $\beta = 3$. Totodată, o oarecare diferență în ceea ce privește distribuția forțelor seismice pe înălțimea clădirii, se datorește caracterului diferit al formei oscilațiilor, considerat în calcul : valorile din tabelă ale coeficientului η_k au fost determinate în ipoteza că construcția este încastrată rigid în terenul de fundație, în timp ce în calculul al doilea s-a ținut seama de deformațiile terenului de fundație.

Exemplul 6. Se cere să se calculeze o clădire cu 5 niveluri din panouri mari, destinată pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 7. Panourile de pereți și de planșee sînt din beton armat (beton marca 200). Panourile de pereți exteriori au nervuri de rigidizare pe contur; izolarea termică s-a făcut cu un strat de beton spumos. Grosimea panourilor interioare este de 12 cm. La capete, panourile de pereți au mustăți sub formă de bucle orizontale și se îmbină între ele prin betonarea rosturilor în care, datorită intersectării buclelor prin care se introduce o armătură verticală, se formează stîlpișori verticali de beton armat.

În scopul de a asigura o îmbinare monolită a rosturilor orizontale, precum și monolitizarea panourilor de planșee, acestea sînt prevăzute pe perimetru cu locașuri pentru pene. Planul clădirii, pe care au fost marcate panourile de pereți, este arătat în fig. 236.

Luînd schema de calcul a clădirii sub forma unui sistem cu mase concentrate, după efectuarea calculelor respective, pentru încărcări și pentru greutatea proprie a elementelor de construcție, concentrată la nivelurile planșeelor, s-au obținut următoarele valori (fig. 236) :

$$Q_1 = 278 \text{ tf};$$

$$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 341 \text{ tf};$$

$$Q_6 = 390 \text{ tf}.$$

Forțele seismice de calcul S_k se determină utilizînd produsele de coeficienți $\beta\eta_k$, ale căror valori sînt date în tabela 30. Totodată se calculează forțele tăietoare $T_k = \sum_{j=k}^{n} S$ pentru întreaga clădire:

$$S_6 = 390 \cdot 0{,}025 \cdot 3 = 29{,}3 \text{ tf}; \qquad T_6 = 29{,}3 \text{ tf};$$
$$S_5 = 341 \cdot 0{,}025 \cdot 2{,}9 = 24{,}8 \text{ tf}; \qquad T_5 = 54{,}1 \text{ tf};$$
$$S_4 = 341 \cdot 0{,}025 \cdot 2{,}5 = 21{,}3 \text{ tf}; \qquad T_4 = 75{,}4 \text{ tf};$$
$$S_3 = 341 \cdot 0{,}025 \cdot 1{,}8 = 15{,}5 \text{ tf}; \qquad T_3 = 90{,}9 \text{ tf};$$
$$S_2 = 341 \cdot 0{,}025 \cdot 1 = 8{,}5 \text{ tf}; \qquad T_2 = 99{,}4 \text{ tf};$$
$$S_1 = 278 \cdot 0{,}025 \cdot 1 = 7 \text{ tf}. \qquad T_1 = 106{,}4 \text{ tf}.$$

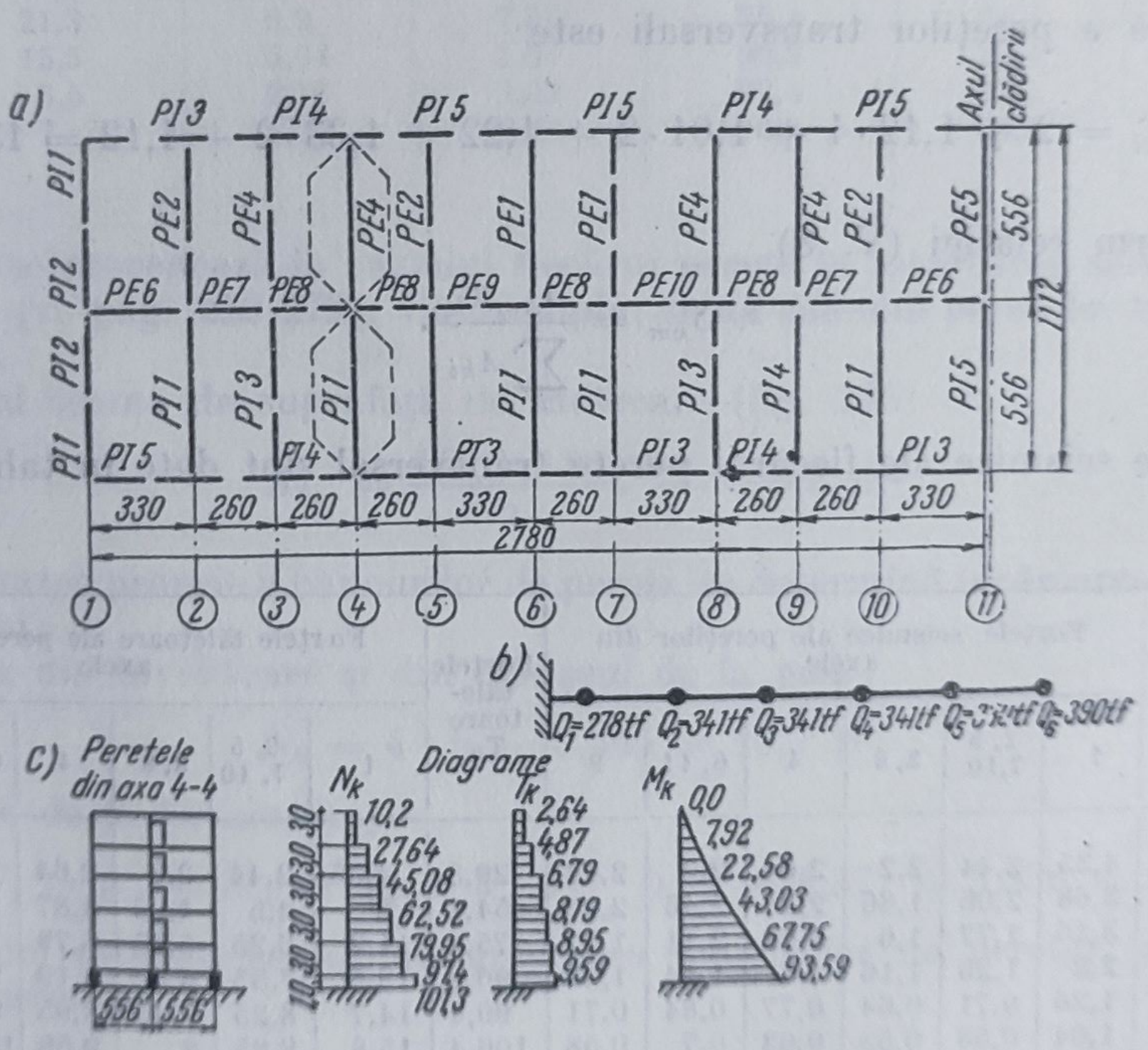


Fig. 236. Clădire din panouri mari.
Planul schematic al peretelui după axa 4—4 și diagramele încărcărilor.

Distribuția încărcării seismice la pereți se face conform formulei (V. 8); în acest scop, în prealabil, se calculează aria în plan a fiecărui perete, neglijînd plinurile flexibile (penele) a căror lățime este mai mică decît 1/3 din înălțimea golului.

Ariile pereților transversali sînt:
peretele din axa *1*

$$A_1 = 11{,}12 \cdot 0{,}18 = 2 \text{ m}^2;$$

pereții din axele *2*, *5*, *7* și *10*

$$A_2 = A_5 = A_7 = A_{10} = 11{,}12 \cdot 0{,}12 - 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}12 = 1{,}12 \text{ m}^2;$$

pereții din axele 3 și 8

$$A_3 = A_8 = 11{,}12 \cdot 0{,}12 - 3 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}12 = 1{,}01 \text{ m}^2;$$

peretele din axa 4

$$A_4 = 11{,}12 \cdot 0{,}12 - 0{,}9 \cdot 0{,}12 = 1{,}22 \text{ m}^2;$$

pereții din axele 6 și 11

$$A_6 = A_{11} = 11{,}12 \cdot 0{,}12 = 1{,}33 \text{ m}^2;$$

peretele din axa 9

$$A_9 = 11{,}12 \cdot 0{,}12 = 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}12 = 1{,}12 \text{ m}^2.$$

Aria totală a pereților transversali este

$$\sum_{i=1}^{n_1} A_{ki} = 2 + 1{,}12 \cdot 4 + 1{,}01 \cdot 2 + 1{,}22 + 1{,}33 \cdot 2 + 1{,}12 = 13{,}5 \text{ m}^2.$$

Conform relației (V. 8)

$$S_{km} = \frac{A_{km} T_k}{\sum_i A_{ki}}.$$

Încărcările seismice ale fiecărui perete transversal sînt date în tabela 49.

Tabela 49

Etajul	Forțele seismice S_k	Forțele seismice ale pereților din axele						Forțele tăietoare T_k	Forțele tăietoare ale pereților din axele					
		1	2, 5 7, 10	3, 8	4	6, 11	9		1	2, 5 7, 10	3, 8	4	6, 11	9
6	29,3	4,35	2,44	2,2	2,64	2,9	2,44	29,3	4,35	2,44	2,2	2,64	2,9	2,44
5	24,8	3,68	2,06	1,86	2,24	2,46	2,06	54,1	8	4,5	4,06	4,87	5,36	4,5
4	21,3	3,16	1,77	1,6	1,92	2,11	1,77	75,4	11,2	6,25	5,65	6,79	7,47	6,25
3	15,5	2,3	1,29	1,16	1,4	1,54	1,29	90,9	13,5	7,55	6,82	8,19	9	7,54
2	8,5	1,26	0,71	0,64	0,77	0,84	0,71	99,4	14,7	8,25	7,45	8,95	9,85	8,25
1	7	1,04	0,58	0,53	0,63	0,7	0,58	106,4	15,8	8,85	8	9,59	10,55	8,85

Pentru distribuirea încărcării seismice la pereții longitudinali, se procedează analog. Se calculează ariile pereților:

pereți exteriori

$$A_e = 28{,}975 \cdot 0{,}18 - (1{,}32 \cdot 6 + 2{,}11 \cdot 4)0{,}18 = 2{,}25 \text{ m}^2;$$

peretele interior

$$A_i = 28{,}975 \cdot 0{,}12 - (0{,}9 \cdot 5 + 1{,}86 \cdot 2)0{,}12 = 2{,}47 \text{ m}^2;$$

aria totală a pereților longitudinali este

$$\sum_{i=1}^{n_1} A_{ki} = 2{,}25 \cdot 2 + 2{,}47 = 6{,}97 \text{ m}^2;$$

încărcările seismice ale fiecărui perete longitudinal, calculate cu formula (V. 8) sînt date în tabela 50.

Tabela 50

Etajul	Forțele seismice S_k	Forțele seismice pentru		Forțele tăietoare T_k	Forțele tăietoare pentru	
		pereți exteriori	pereți interiori		pereți exteriori	pereți interiori
6	29,3	9,5	10,4	29,3	9,5	10,4
5	24,8	8,05	8,8	54,1	17,6	19,2
4	21,3	6,9	7,56	75,4	24,4	26,8
3	15,5	5,04	5,5	90,9	29,4	32,2
2	8,5	2,76	3,02	99,4	32,2	35,2
1	7	2,27	2,48	106,4	34,5	37,8

Apoi se procedează la calculul fiecărui perete la încărcarea seismică care îi revine (v. pag. 259-272). Ca exemplu, se dă calculul peretelui transversal din axa 4.

Ținînd seama de suprafața de încărcare (fig. 236)

$$A_{inc} = \frac{5{,}56 + 2{,}98}{2} \cdot \frac{2{,}6}{2} = 5{,}5 \text{ m}^2$$

și de greutatea proprie a panourilor de pereți, se determină încărcarea verticală a peretelui :

încărcarea din învelitoare și din planșeul de la pod

$$N_6 = 4 \cdot 5{,}5 \cdot 0{,}465 = 10{,}2 \text{ tf};$$

încărcarea de la fiecare etaj

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = N_5 = 4 \cdot 5{,}5 \cdot 0{,}42 + 4{,}377 + 3{,}836 = 17{,}44 \text{ tf}$$

(ultimii doi termeni reprezintă greutatea panourilor de perete); greutatea soclului peretelui

$$N_s = 0{,}35 \cdot 11{,}12 = 3{,}9 \text{ tf}.$$

Diagrama încărcărilor verticale N_j și diagrama forțelor tăietoare produse de încărcarea seismică, sînt date în fig. 236.

Peretele considerat are goluri dispuse pe aceeași verticală. În timpul deformației orizontale a peretelui, rigiditatea buiandrugilor este neglijabilă în comparație cu rigiditatea porțiunilor laterale pline. În consecință, acestea din urmă pot fi calculate separat, ca elemente în consolă, independente. Admițînd că încărcarea seismică se distribuie la aceste elemente proporțional cu rigiditatea la încovoiere, deci proporțional cu momentele de inerție ale secțiuni-

lor lor, coeficienții de distribuție a încărcării orizontale la cele două porțiuni ale peretelui sînt :

$$\lambda_s = \frac{I_s}{I_s + I_d} = \frac{1{,}8}{1{,}8 + 1{,}14} = 0{,}615;$$

$$\lambda_d = \frac{I_d}{I_s + I_d} = \frac{1{,}14}{1{,}8 + 1{,}14} = 0{,}385,$$

unde

$$I_s = \frac{0{,}12 \cdot 5{,}64^3}{12} = 1{,}8 \text{ m}^4 \text{ și } I_d = \frac{0{,}12 \cdot 4{,}85^3}{12} = 1{,}14 \text{ m}^4.$$

Forțele seismice calculate pe baza coeficienților de mai sus, precum și forțele tăietoare și momentele încovoietoare respective, sînt date în tabela 51. În aceeași tabelă este dată și încărcarea verticală, corespunzătoare fiecărei porțiuni a peretelui. Aceasta a fost calculată pe baza încărcării totale a peretelui, luîndu-se următorii coeficienți de distribuție :

$$r_s = \frac{5{,}64 + 0{,}45}{11{,}12} = 0{,}547 \text{ și } r_d = \frac{4{,}58 + 0{,}45}{11{,}12} = 0{,}453.$$

Astfel, încărçarea s-a luat proporțională cu distanța de la mijlocul golului pînă la marginea opusă a plinului.

După determinarea eforturilor din elementele peretelui, se procedează la verificarea acestora. Se verifică porțiunea din stînga.

Rezistența panourilor la eforturi unitare normale se verifică în secțiunea de la primul nivel unde, după cum rezultă din tabela 51, eforturile sînt maxime. Întrucît condiția $e_0 < 0{,}95\ y$ este satisfăcută

$$e_0 = 1{,}09 < 0{,}95y = 0{,}95\ \frac{5{,}64}{2} = 2{,}68 \text{ m},$$

rezultă că o armare din calcul a panoului nu este necesară și rezistența sa trebuie verificată cu formula (V. 9). Conform

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{e_0}{b - y}}$$

Etajul k	Încărcările						
	pe tot peretele				pe porțiunea		
	S_k	T_k	N_k	$\Sigma_i N_i$	S_k ($\lambda_s = 0{,}615$)	T_k ($\lambda_s = 0{,}615$)	M_k
6	2,64	2,64	10,2	10,2	1,62	1,62	0
5	2,24	4,87	17,44	27,64	1,38	3	4,86
4	1,92	6,79	17,44	45,08	1,18	4,18	13,88
3	1,4	8,19	17,44	62,52	0,86	5,04	26,45
2	0,77	8,95	17,44	79,96	0,47	5,5	41,63
1	0,63	9,59	17,44	97,4	0,39	5,9	58,07
La nivelul încastrării		9,59	3,9	101,3		5,9	

(v. N și TU 120-55, pct. 72) și luînd coeficientul condițiilor de lucru al peretelui executat din panouri egal cu 1, coeficientul prin care se ține seama de vîrsta betonului peretelui 1,1, formula (V. 9) devine

$$N \leqslant N_{cap} = \frac{1{,}1\varphi\, R_{pr} A}{1 + \dfrac{e_0}{b - y}}.$$

Întrucît panourile se execută pe cale industrială, se poate admite că este asigurat controlul calității lor și în consecință, valoarea rezistenței de calcul a betonului la compresiune R_{pr} se poate lua din coloana A, tabela 6, pct. 32 N și TU 123-55. Pentru betonul marca 200, $R_{pr} = 90$ kgf/cm².

Coeficientul de flambaj φ, corespunzător deformării peretelui normal pe planul său, se determină în raport cu coeficientul de subțirime echivalent al peretelui β_{ech} (v. N și TU 120-55, pct. 67)

$$\beta_{ech} = \frac{l_f}{d}\sqrt{\frac{1\,000}{\alpha}} = \frac{1{,}95}{0{,}12}\sqrt{\frac{1\,000}{1\,500}} = 13{,}3,$$

în care l_f este înălțimea de flambaj a peretelui, determinată ținînd seama de încastrarea peretelui pe contur:

$$l_f = \frac{h_{et}}{1 + \dfrac{h_{et}}{l}} = \frac{3}{1 + \dfrac{3}{5{,}64}} = 1{,}95 \text{ m};$$

d este grosimea panoului, egală cu 12 cm;

α — un coeficient care se determină conform N și TU 120-55, pct. 38, care pentru panourile din beton greu este $\alpha = 1\,500$.

Valoarea coeficientului φ se ia din tabela 29, N și TU 120-55: $\varphi = 0{,}81$. Luînd pe e_0 din tabela 51 și determinînd mărimile A, b și y în raport cu dimensiunile secțiunii peretelui, rezultă

$$N_{cap} = \frac{1{,}1 \cdot 0{,}81 \cdot 90 \cdot 564 \cdot 12}{1 + \dfrac{109}{564 + 282}} = 480\,000 \text{ kgf} = 480 \text{ tf}.$$

Tabela 51

Încărcările din stînga		Pe porțiunea din dreapta				
$\sum_i N_i$ ($r_s = 0{,}547$)	e_{0k}	S_k ($\lambda_d = 0{,}385$)	T_k ($\lambda_d = 0{,}385$)	M_k	$\sum_i N_i$ ($r_d = 0{,}453$)	e_{0k}
5,57	0	1,02	1,02	0	4,63	0
15,1	0,32	0,86	1,87	3,06	12,54	0,24
24,6	0,56	0,74	2,61	8,7	20,48	0,42
34,2	0,77	0,54	3,15	16,58	28,32	0,59
43,7	0,95	0,3	3,45	26,12	36,26	0,72
53,2	1,09	0,24	3,69	35,52	44,2	0,8
55,4			3,69		45,9	

$N = 53{,}2$ tf $< N_{cap} = 480$ tf deci rezistența panoului este suficientă pentru a prelua încărcarea verticală și momentul încovoietor. Ținînd seama de faptul că rezultatul este acoperitor, nu se mai face verificarea la etajele superioare.

Se verifică rostul orizontal la acțiunea acelorași eforturi. Pentru $e_0 = 1{,}09 < 0{,}45\ y = 0{,}45 \cdot \frac{5{,}64}{2} = 1{,}27$ m, rezistența rostului se verifică tot cu formula (V. 9), în care însă, se introduce coeficientul $m = 0{,}9$, prin care se ține seama de umplerea incompletă a rostului cu mortar, iar coeficientul de flambaj φ se ia egal cu 1, întrucît verificarea se face pe reazem. Pentru rezistența de calcul a mortarului $R_{pr} = 33$ kgf/cm², rezistența rostului este

$$N_{cap} = \frac{1{,}1 \cdot 0{,}9 \cdot 1 \cdot 33 \cdot 564 \cdot 12}{1 + \frac{109}{564 + 282}} = 175\ 000 \text{ kgf} = 175 \text{ tf}.$$

$N = 55{,}4$ tf $< N_{cap} = 175$ tf deci rezistența rostului este suficientă pentru a prelua eforturile.

Se verifică rezistența panoului la eforturi unitare tangențiale. Condiția $e_0 = 1{,}09 < 0{,}45\ y = 1{,}27$ m este satisfăcută și verificarea se face cu formula (V. 10). Se determină în prealabil rezistența de calcul la forfecare a betonului, rezistența de calcul la întindere axială fiind $R_t = 7{,}2$ kgf/ cm² (N și TU 123-55, tabela 6)

$$R_f = 1{,}5\ R_p = 1{,}5 \cdot 7{,}2 = 10{,}8 \text{ kgf/cm}^2,$$

$$R_f = \sqrt{R_t(R_t + \sigma_0)} = \sqrt{7{,}2\,(7{,}2 + 7{,}9)} = 10{,}5 \text{ kgf/cm}^2,$$

unde σ_0 s-a calculat cu formula

$$\sigma_0 = \frac{N}{A} = \frac{53\ 200}{564 \cdot 12} = 7{,}9 \text{ kgf/cm}^2.$$

Astfel valoarea de calcul R_f este 10,5 kgf/cm². Admițînd pentru coeficientul de neuniformitate a eforturilor unitare tangențiale, pentru secțiunea dreptunghiulară, $\mu = 1{,}5$, rezistența panoului la eforturi unitare tangețiale este

$$T_{cap} = R_f \frac{db}{\mu} = 10{,}5 \frac{12 \cdot 564}{1{,}5} = 47\ 400 \text{ kgf} = 47{,}4 \text{ tf}.$$

$T_1 = 5{,}9$ tf $< T_{cap} = 47{,}4$ tf deci rezistența panoului este suficientă pentru a prelua forța tăietoare. Ținînd seama că rezultatul este acoperitor, verificarea nu se mai face la etajele superioare.

Se verifică rostul orizontal la eforturi unitare tangențiale. Admițînd că forța tăietoare este preluată în rost numai de mortar și ținînd seama că condiția $e_0 = 1{,}09 < 0{,}45\ y = 1{,}27$ m este satisfăcută, calculul se face cu aceeași formulă (V. 10). R_f se calculează cu formula

$$R_f = R_{adez} + 0{,}8\ f\sigma_0 = 0{,}6 + 0{,}8 \cdot 0{,}7 \cdot 7{,}9 = 5 \text{ kgf/cm}^2,$$

în care : R_{adez} este adeziunea tangențială de calcul dintre mortarul de ciment și beton, care se ia egală cu 0,5 R_{adez} $R_{adez} = 1{,}6 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}5 = 0{,}6$ kgf/cm²;

f — coeficientul de frecare egal cu 0,7 conform pct. 77 din N și TU 120-55;

σ_0 — efortul unitar de compresiune, a cărui valoare a fost calculată anterior.

Rezistența rostului orizontal la acțiunea eforturilor unitare tangențiale este

$$T_{cap} = R_f \frac{db}{\mu} = 5 \frac{12 \cdot 564}{1{,}5} = 22\,500 \text{ kgf} = 22{,}5 \text{ tf}.$$

$T_1 = 5{,}9$ tf $< T_{cap} = 22{,}5$ tf, deci rezistența rostului este suficientă și ținînd seama de faptul că rezultatul este acoperitor, verificarea nu se mai face la etajele superioare.

Se verifică rezistența rostului vertical dintre panoul transversal și pereții longitudinali. În aceste rosturi, eforturile au valori maxime de asemenea la primul nivel și conform relației (V. 14) ele sînt egale cu :

$$T_B = h_{et} \frac{S_0}{I} T_1 = 3 \frac{1{,}9}{13{,}8} 5{,}9 = 2{,}44 \text{ tf},$$

unde S_0 este momentul static al secțiunii orizontale a porțiunii considerate a peretelui, în raport cu axa care trece prin rost :

$$S_0 = \frac{5{,}64^2}{2} 0{,}12 = 1{,}9 \text{ m}^2;$$

I — momentul de inerție al suprafeței secțiunii peretelui

$$I = \frac{0{,}12 \cdot 11{,}12^3}{12} = 13{,}8 \text{ m}^4.$$

Dacă rezistența rostului este determinată de adeziunea dintre mortarul de ciment și beton, conform relației (V. 9) :

$$T_{cap\ B} = R_f \frac{dh_{et}}{\mu} = 1{,}6 \frac{12 \cdot 300}{1{,}5} = 3\,840 \text{ kgf} = 3{,}84 \text{ tf},$$

unde

$$R_f = R_{adez} + 0{,}8\, f\sigma_0 = 1{,}6 + 0{,}8 \cdot 0{,}7 \cdot 0 = 1{,}6 \text{ kgf/cm}^2.$$

Ținînd seama că rosturile verticale sînt armate puternic cu mustățile scoase din panou, adeziunea tangențială de calcul dintre mortarul de ciment și beton R_{ad} s-a luat fără coeficient de reducere. Totuși, adeziunea nu asigură rezistența rostului

$$T_B = 18{,}8 \text{ tf} > T_{cap} = 3{,}84 \text{ tf}.$$

Determinăm rezistența rostului, ținînd seama că lucrează și mustățile de armătură. Utilizînd formula (33) din N și TU 123-55, rezistența rostului se determină cu ajutorul expresiei

$$T_{cap\ B} = m_a m_m \frac{R_a a_x n}{a} h_{et}.$$

Mustățile scoase din panouri sînt niște bucle din oțel beton ϕ 8 mm $\left(n = 2 \text{ și } a_x = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}8^2}{4} = 0{,}5 \text{ cm}^2\right)$ la intervale de $a=25$ cm pe înălțime. Luînd pentru mustăți coeficientul condițiilor de lucru $m = 0{,}8$ (pct. 54, III, bN și TU 123-55), rezistența rostului este

$$T_{cap\ B} = 1 \cdot 0{,}8\ \frac{2\,400 \cdot 0{,}5 \cdot 2}{25} \cdot 300 = 23\,000 \text{ kgf} = 23 \text{ tf}.$$

$T_B = 18{,}8$ tf $< T_{cap\ B} = 23$ tf. Astfel, rezistența rosturilor verticale este asigurată datorită mustăților de armătură din panouri. Evident, pentru aceasta mustățile trebuie ancorate bine atît în panou, cît și în betonul cu care se umple rostul.

Se procedează la o ultimă verificare și se determină rezistența peretelui sub acțiunea forțelor seismice care se aplică normal pe pereți. Pentru aceasta, se consideră o fîșie verticală de panou avînd înălțimea unui etaj, care se tratează ca o grindă simplu rezemată. Încărcarea seismică distribuită din greutatea proprie, care acționează asupra fîșiei, se determină cu ajutorul expresiei

$$q_k = qK_c\,\beta\eta_k,$$

în care q este greutatea proprie a unui metru liniar din fîșia considerată:

$q = 1 \cdot 0{,}12 \cdot 2{,}5 = 0{,}3$ tf/m;

$\beta\eta_k$ — se poate lua egal cu valoarea produsului dintre acești coeficienți, dată pentru etajul respectiv al clădirii în ansamblu, în tabela 30.

Calculul pentru primul nivel.

Încărcarea seismică uniform distribuită:

$$q_1 = 0{,}3 \cdot 0{,}025 \cdot 1 = 0{,}0075 \text{ tf/m}.$$

Momentul încovoietor produs de această încărcare la mijlocul înălțimii etajului

$$M_{max} = \frac{q_1 h_{et}^2}{8} = \frac{0{,}0075 \cdot 3^2}{8} = 0{,}00845 \text{ tfm}.$$

Încărcarea verticală care se aplică pe fîșia considerată

$$N = \frac{53{,}2}{5{,}64} = 9{,}43 \text{ tf}.$$

Excentricitatea de calcul

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N} = \frac{0{,}00845}{9{,}43} = 0{,}000895 \text{ m} = 0{,}0895 \text{ cm}.$$

Conform pct. 60 N și TU 123-55, pentru $e_0 = 0{,}0895 < 0{,}225\ d = 0{,}225 \cdot 12 = 2{,}7$ cm, rezistența secțiunii este dată de formula

$$N_{cap} = \frac{0{,}5m\varphi R_{n\,p} bd^2}{e} = \frac{0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}81 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 12^2}{6{,}1} = 86\,000 \text{ kgf} = 86 \text{ tf}.$$

$N = 9{,}43$ tf $< N_{cap} = 86$ tf, deci rezistența panoului este suficientă la primul nivel.

O verificare analogă trebuie făcută la ultimul nivel, unde încărcarea verticală este mai mică, însă forța seismică orizontală este mai mare

$$q_5 = 0{,}3 \cdot 0{,}025 \cdot 3 = 0{,}0225 \text{ tf/m};$$

$$M = \frac{q_5 h_{et}^2}{8} = \frac{0{,}0225 \cdot 3^2}{8} = 0{,}0253;$$

$$N = \frac{5{,}57}{5{,}64} = 0{,}99 \text{ tf};$$

$$e_0 = \frac{0{,}0253}{0{,}99} = 0{,}0255 \text{ m} = 2{,}55 \text{ cm};$$

$$e_0 = 2{,}55 < 0{,}225\, d = 0{,}225 \cdot 12 = 2{,}7 \text{ cm}.$$

Excentricitatea este mică deci întreaga secțiune este comprimată și rezistența sa se determină cu formula precedentă

$$N_{cap} = \frac{0{,}5\, m\varphi\, R_{pr} bd^2}{e} = \frac{0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}81 \cdot 90 \cdot 100 \cdot 12^2}{8{,}54} = 61\,500 \text{ kgf} = 61{,}5 \text{ tf}.$$

$N = 0{,}99$ tf $< N_{cap} = 61{,}5$ tf, deci rezistența panoului este suficientă și la etajele superioare.

Cu toate că, așa cum rezultă din verificările făcute, armătura nu este necesară, panourile și rosturile trebuie armate constructiv.

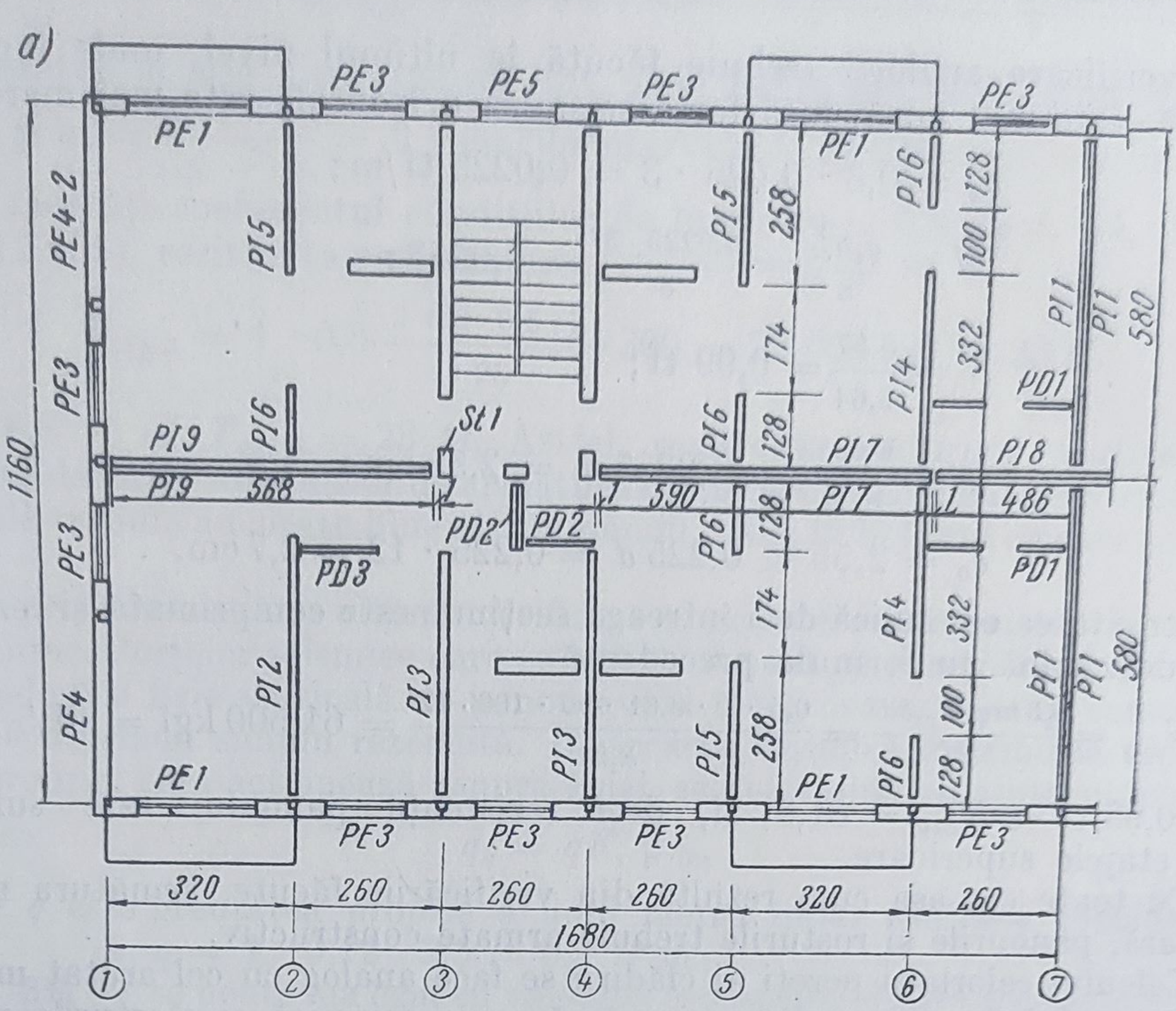
Calculul celorlalți pereți ai clădirii se face analog cu cel arătat mai sus.

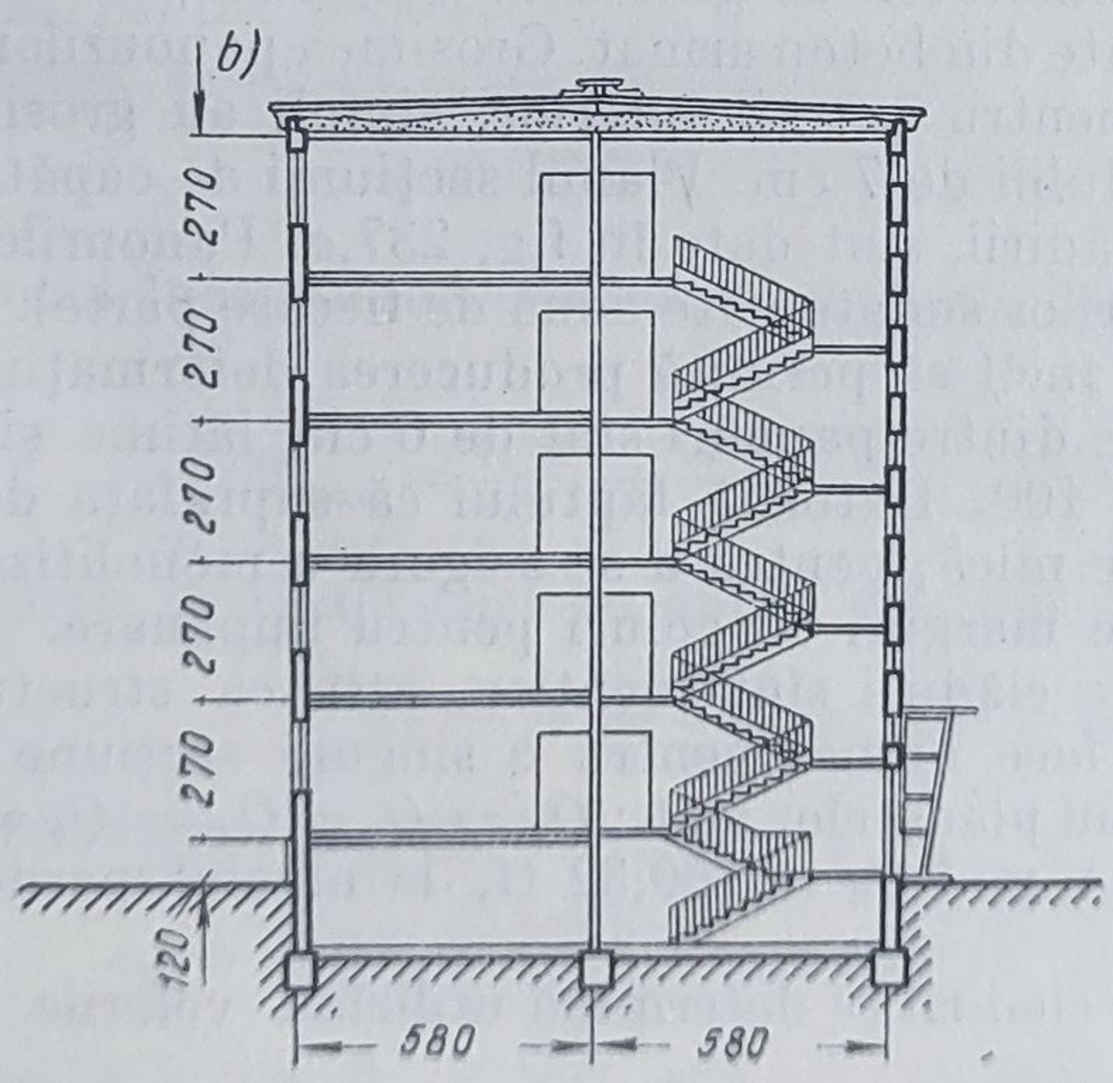
Exemplul 6a. Să se determine încărcarea seismică și eforturile pe care le produce aceasta în panourile unei clădiri cu cinci niveluri, care se proiectează pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 8. Panourile, de dimensiunile unei camere, sînt confecționate din beton armat. Grosimea panourilor exterioare este de 25 cm. Panourile pentru pereții interiori simpli au grosimea de 10 cm, iar cele pentru pereții dubli de 7 cm. Planul secțiunii de capăt, împreună cu panotajul și secțiunea clădirii, sînt date în fig, 237,*a*. Panourile se îmbină între ele cu ajutorul îmbinărilor sudate (cîte două de fiecare parte). Îmbinările sudate sînt alcătuite astfel, încît să permită producerea deformațiilor plastice în metal. Rosturile verticale dintre panouri sînt de 6 cm lățime și se umplu cu mortar de ciment marca 100. Datorită faptului că suprafața de rezemare a panourilor pe planșee este mică, pentru a se asigura o monolitizare cît mai bună, ele sînt prevăzute pe margini cu goluri pentru împănare.

Pentru că toate secțiile clădirii sînt identice, atît ca structură, cît și ca dimensiuni, calculul se face numai pentru o singură secțiune de mijloc. Greutățile calculate la nivelul planșeelor sînt : $Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 137{,}71$ tf, la nivelul planșeului de la pod $Q_6 = 160{,}32$ tf, la nivelul pardoselii de la parter $Q_1 = 230{,}71$ tf.

Încărcarea seismică a clădirii se determină utilizînd volorile produsului $\beta\eta_k$ din tabela 30 :

$$\begin{aligned}
S_1 &= 230{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 1 &&= 11{,}5 \text{ tf};\\
S_2 &= 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 1 &&= 6{,}7 \text{ tf};\\
S_3 &= 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 1{,}8 &&= 12{,}4 \text{ tf};\\
S_4 &= 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}5 &&= 17{,}2 \text{ tf};\\
S_5 &= 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}9 &&= 20 \text{ tf};\\
S_6 &= 160{,}32 \cdot 0{,}05 \cdot 3 &&= 24 \text{ tf}.
\end{aligned}$$





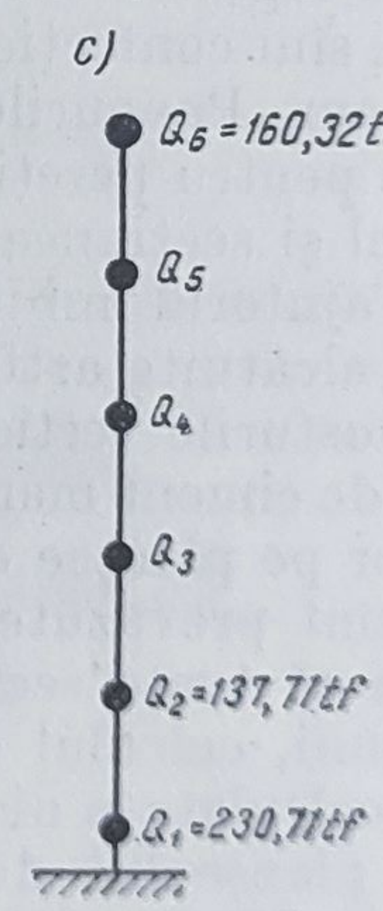


Fig. 237. Clădire din panouri mari:
a — plan; *b* — secțiune; *c* — schema de calcul.

Pentru a se putea face comparație, încărcarea seismică se stabilește și pe baza determinării perioadelor și formelor oscilațiilor libere ale clădirii pe direcția transversală, în care scop se folosesc formulele (III.54) și (III.55).

Înlocuind greutățile date mai sus printr-o greutate uniform distribuită rezultă

$$q = \frac{160{,}32 + 4 \cdot 137{,}71 + 230{,}71}{15} = 62{,}8 \text{ tf/m} = 628 \text{ kgf/cm}^2;$$

$$m = \frac{628}{981} = 0{,}64 \text{ kgf s}^2/\text{cm}^2.$$

Aria în plan a pereților este egală, aproximativ, cu $F = 1120 \cdot 10 \cdot 8 + 1940\,(25 \cdot 2 + 14) = 21{,}37 \cdot 10^4 \text{ cm}^2$.

Luînd $\gamma_{sol} = 0{,}6$ și $G = 0{,}4\ E_b = 0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 = 0{,}8 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2$.

Pentru determinarea coeficientului α_1, se calculează valoarea v:

$$v = \frac{12 C_z I_f}{AG\,\gamma_{sol}\,H} = \frac{12 \cdot 3 \cdot 22{,}5 \cdot 10^{10}}{21{,}37 \cdot 10^4 \cdot 0{,}8 \cdot 10^5 \cdot 0{,}6 \cdot 1680} = 0{,}47,$$

și din diagrama din fig. 88, se obține $\alpha_1 = 0{,}7$. Pentru calculul lui v, coeficientul de compresiune elastică uniformă al terenului, C_z s-a luat egal cu 3 kgf/cm^3, iar momentul de inerție al suprafeței fundației I_f s-a calculat pe baza condiției că lățimea fundațiilor continue este de 100 cm.

$$I_f = 1\,940 \cdot 100 \cdot 580^2 \cdot 2 + \frac{100 \cdot 1\,120^3}{12} \cdot 8 = 22{,}5 \cdot 10^{10} \text{ cm}^4.$$

Perioada oscilațiilor libere ale clădirii este

$$T = \frac{9{,}75\,H}{\alpha_1} \sqrt{\frac{m}{AG\,\gamma_{sol}}} =$$

$$= \frac{9{,}75 \cdot 1\,680}{0{,}7} \sqrt{\frac{0{,}64}{21{,}37 \cdot 10^4 \cdot 0{,}8 \cdot 10^5 \cdot 0{,}6}} = 0{,}186 \text{ s.}$$

Forma oscilațiilor libere conform relației (III.55), pentru $A_1 = 0{,}07$

$$X_j = \sin \alpha_1 \frac{h_j}{H} + 0{,}07 \cos \alpha_1 \frac{h_j}{H};$$

$$X_1 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}149 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}149 = 0{,}175;$$

$$X_2 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}31 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}31 = 0{,}283;$$

$$X_3 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}47 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}47 = 0{,}392;$$

$$X_4 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}632 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}632 = 0{,}493;$$

$$X_5 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}805 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}805 = 0{,}594;$$

$$X_6 = \sin 0{,}7 \cdot 0{,}97 + 0{,}07 \cos 0{,}7 \cdot 0{,}97 = 0{,}648.$$

Valorile coeficientului de formă a oscilațiilor se calculează cu formula (II.53) :

$$\sum_{j=1}^{n} Q_j X_j = 230{,}71 \cdot 0{,}175 + 137{,}7\ (0{,}283 + 0{,}392 + 0{,}493 + 0{,}594) + 160{,}3 \cdot 0{,}684 = 392{,}5;$$

$$\sum_{j=1}^{n} Q_j X_j^2 = 230{,}71 \cdot 0{,}175^2 + 137{,}71\ (0{,}283^2 + 0{,}392^2 + 0{,}493^2 + 0{,}594^2) + 160{,}3 \cdot 0{,}684^2 = 196{,}06;$$

$$\eta_1 = 0{,}175\,\frac{392{,}5}{196{,}06} = 0{,}175 \cdot 2 = 0\ ,35;$$

$$\eta_2 = 0{,}283 \cdot 2 = 0{,}566;$$

$$\eta_3 = 0{,}392 \cdot 2 = 0{,}784;$$

$$\eta_4 = 0{,}493 \cdot 2 = 0{,}986;$$

$$\eta_5 = 0{,}594 \cdot 2 = 1{,}188;$$

$$\eta_6 = 0{,}684 \cdot 2 = 1{,}368.$$

Luînd $\beta = 3$, întrucît $T = 0{,}186 < 0{,}3$ s, se calculează forțele seismice :

$$S_1 = 230{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}35 = 12{,}1 \text{ tf};$$
$$S_2 = 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}566 = 11{,}7 \text{ tf};$$
$$S_3 = 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}784 = 16{,}2 \text{ tf};$$
$$S_4 = 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}986 = 20{,}4 \text{ tf};$$
$$S_5 = 137{,}71 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}188 = 24{,}6 \text{ tf};$$
$$S_6 = 160{,}3 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}368 = 33 \text{ tf}.$$

Aceste forțe seismice sînt mult mai mari decît cele calculate cu ajutorul valorilor din tabelă ale produsului $\beta\eta_k$, întrucît acestea sînt destinate, în special, pentru calculul clădirilor cu pereți portanți din zidărie de cărămidă, care au masă mai mare și rigiditate mai mică, în comparație cu clădirile din panouri mari. Pentru încărcarea de calcul se ia valoarea maximă obținută, ținînd seama de caracteristicile dinamice ale clădirii considerate, fiind deci mai apropiată de cea reală. Diagrama corespunzătoare a forțelor tăietoare conține valorile : $T_6 = 33$ tf; $T_5 = 57{,}6$ tf; $T_4 = 78$ tf; $T_3 = 94{,}2$ tf; $T_2 = 105{,}9$ tf; $T_1 = 118$ tf. Aceiași încărcare seismică poate fi considerată ca aplicată secțiunii considerate, pe direcția axei longitudinale a clădirii.

Datorită procedeului de îmbinare a panourilor de pereți, adoptat în proiect, nu se poate admite că peretele ar fi monolit; mortarul din rosturi, relativ rigid și cu rezistență redusă, poate fi forfecat sub acțiunea încărcării orizontale și în acest caz, eforturile care s-ar produce între panouri s-ar transmite prin îmbinările sudate, mai puțin rigide și mai rezistente. Acest lucru trebuie luat în considerație atît la distribuirea încărcării seismice la pereți și panouri, cît și la calculul de rezistență al panourilor și îmbinărilor sudate.

Pentru calcul, se poate admite că panourile se îmbină în rosturile verticale, prin articulații în dreptul îmbinărilor metalice. Admițînd totodată că planșeele lucrează în planul lor ca diafragme rigide (în care scop ele trebuie alcătuite în mod corespunzător), încărcarea orizontală se transmite la panouri

proporțional cu rigiditatea lor, iar rigiditatea fiecărui perete de la același etaj, este determinată de rigiditatea totală a panourilor.

Rigiditatea panoului în planul său, poate fi exprimată prin deplasarea pe care acesta o capătă fiind încastrat la partea inferioară, sub acțiunea unei forțe unitare aplicate la nivelul său superior. Se calculează, cu aproximație, această deplasare pentru fiecare panou, considerînd că panourile pline lucrează în special la lunecare; deformațiile din încovoiere se iau în considerație numai la panourile înguste.

$$\delta_{PI1} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 559 \cdot 7} = 0{,}995 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI2} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 459 \cdot 10} = 0{,}84 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI3} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 439 \cdot 10} = 0{,}89 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI4} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 331 \cdot 10} + \frac{258^3 \cdot 12}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 10 \cdot 331^3} =$$
$$= 1{,}17 \cdot 10^{-6} + 0{,}237 \cdot 10^{-6} = 1{,}41 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI5} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 257 \cdot 10} + \frac{258^3 \cdot 12}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 10 \cdot 257^3} =$$
$$= 1{,}5 \cdot 10^{-6} + 0{,}5 \cdot 10^{-6} = 2 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI6} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 127 \cdot 10} + \frac{258^3 \cdot 12}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 10 \cdot 127^3} =$$
$$= 3{,}05 \cdot 10^{-6} + 4{,}2 \cdot 10^{-6} = 7{,}25 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI7} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 590 \cdot 7} = 0{,}94 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI8} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 486 \cdot 7} = 1{,}14 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PI11} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 195 \cdot 25} + \frac{258^3 \cdot 12}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 195^3} =$$
$$= 0{,}79 \cdot 10^{-6} + 0{,}465 \cdot 10^{-6} = 1{,}26 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf};$$

$$\delta_{PE4} = \frac{258 \cdot 1{,}2}{0{,}4 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 323 \cdot 25} + \frac{258^3\ 12}{12 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 323^3} =$$
$$= 0{,}48 \cdot 10^{-6} + 0{,}1 \cdot 10^{-6} = 0{,}58 \cdot 10^{-6}\ \text{cm/kgf}.$$

Rigiditatea panourilor exterioare cu goluri, poate fi determinată ca pentru cadre închise. Construind pentru fiecare panou diagramele produse de forțe unitare, cu ajutorul formulei

$$\delta_p = \sum_u \int_o \frac{M_u M_u^0}{E I_u}\, dx,$$

au fost calculate deplasările respective :

$$\delta_{PE1} = 99{,}4 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kgf}; \qquad \delta_{HC1-2} = 13{,}2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kgf};$$
$$\delta_{PE3} = 12{,}3 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kgf}; \qquad \delta_{HC2} = 92{,}5 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kgf}.$$

Se procedează la distribuirea încărcării seismice la panouri. Să distribuim, de exemplu, forța tăietoare $T_2 = 105{,}9$ tf la panourile pereților transversali de la primul nivel. Rigiditatea primului nivel este egală cu suma rigidităților panourilor pereților și în cazul secțiunii de mijloc este :

$$c_{et1} = \sum_s \frac{1}{\delta_s} = 4\frac{1}{\delta_{PI1}} + \frac{1}{\delta_{PI2}} + 2\frac{1}{\delta_{PI3}} + 4\frac{1}{\delta_{PI4}} + 3\frac{1}{\delta_{PI5}} +$$
$$+ 7\frac{1}{\delta_{PI6}} + 4\frac{1}{\delta_{PI11}} = 10^6\left(\frac{4}{0{,}995} + \frac{1}{0{,}84} + \frac{2}{0{,}89} + \frac{4}{1{,}41} + \frac{3}{2} + \frac{7}{7{,}29} + \frac{4}{1{,}26}\right) =$$
$$= 15{,}92 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Conform formulei

$$T_s = \frac{T_1}{c_{et1}} \cdot \frac{1}{\delta_s} = \frac{105{,}9}{15{,}92 \cdot 10^6} \cdot \frac{1}{\delta_s} = \frac{6{,}63 \cdot 10^{-6}}{\delta_s}$$

se calculează forța orizontală care se aplică panourilor de pereți transversali de la primul nivel,

$$T_{PI1} = \frac{6{,}63 \cdot 10^{-6}}{0{,}995 \cdot 10^{-6}} = 6{,}65 \text{ tf}; \qquad T_{PI4} = 4{,}7 \text{ tf};$$
$$T_{PI2} = 7{,}9 \text{ tf}; \qquad T_{PI5} = 3{,}32 \text{ tf};$$
$$T_{PI3} = 7{,}45 \text{ tf}; \qquad T_{PI6} = 0{,}91 \text{ tf};$$
$$T_{PI11} = 5{,}25 \text{ tf}.$$

Analog, se determină forța orizontală de calcul pentru panourile pereților longitudinali, precum și pentru cele de la etajele superioare.

După distribuirea în mod analog a forțelor seismice S_j la fiecare etaj, considerînd diferite porțiuni de pereți pe toată înălțimea lor, se determină momentele încovoietoare care acționează asupra panourilor.

Rezistența panourilor se determină, ținînd seama de forța orizontală, de momentul încovoietor și de încărcarea verticală. Rezistența îmbinărilor metalice este condiționată de eforturile de lunecare și de întindere din rosturile dintre panouri.

Exemplul 7. Să se determine încărcarea seismică a unei clădiri industriale neetajate, cu două deschideri, executată pe schelet, destinată pentru o regiune cu seismicitatea de gradul 9; lățimea clădirii este de 36 m, iar lungimea de 73 m (fig. 238). Elementele de construcție portante principale ale acestei hale, sînt stîlpii prefabricați din beton armat pe care reazemă, prin intermediul unor articulații, fermele de acoperiș în formă de segment de cerc. Acoperișul este executat din plăci prefabricate PKJ care se monolitizează ulterior. Pereții sînt din zidărie de cărămidă și au grosimea de 38 cm. Cota feței superioare a fundației este 1 m, cota feței inferioare a

grinzii de rulare + 6 m, cota reazemelor fermelor + 9 m. Secțiunea stîlpilor de margine este de 60 × 40 m la partea inferioară și 40 × 40 cm la partea superioară; secțiunile stîlpilor intermediari sînt respectiv 80 × 40 cm și 50 × 40 cm. Clădirea este alcătuită din două tronsoane egale, separate între ele printr-un rost de dilatare.

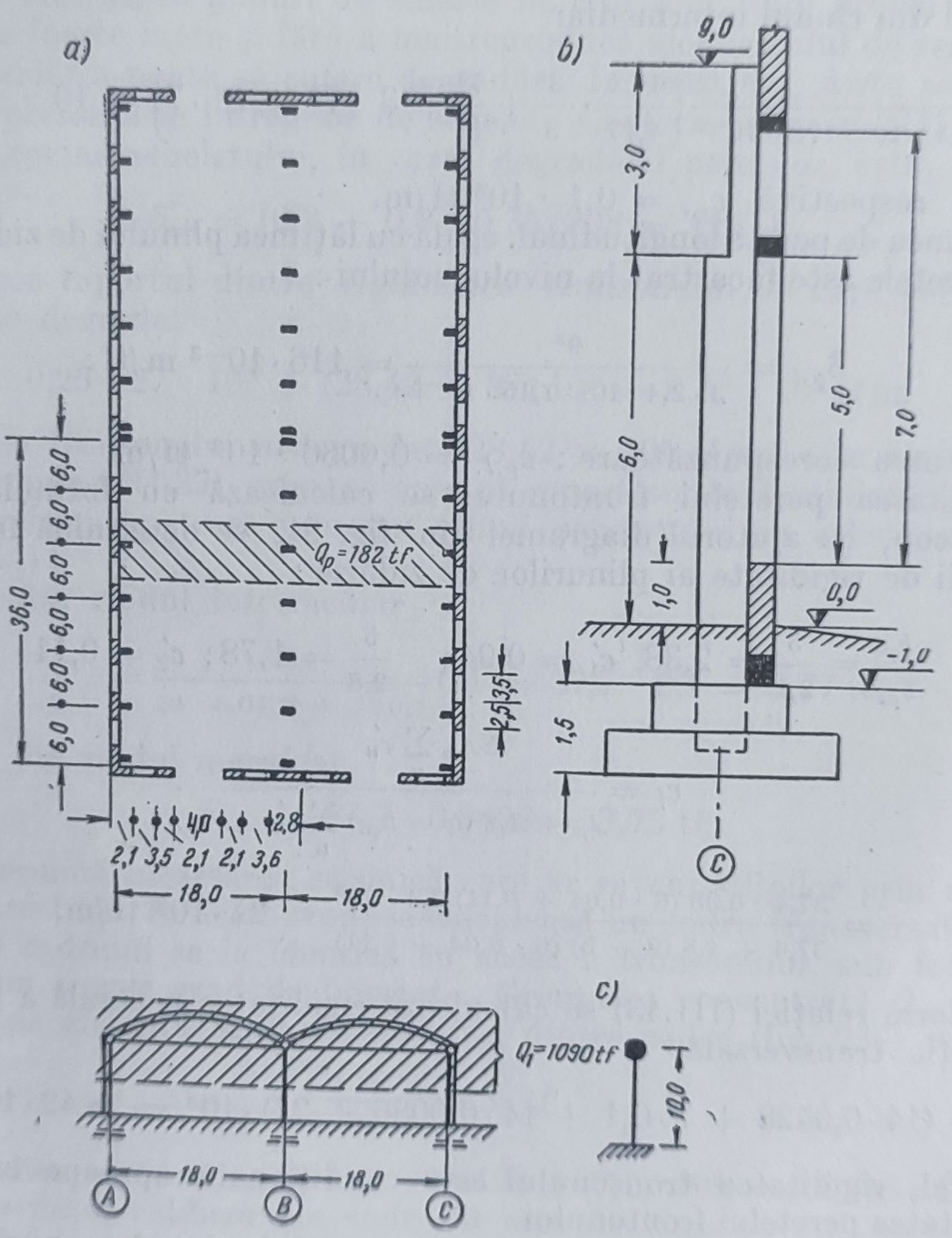


Fig. 238. Hală industrială neetajată, pe schelet:
a — plan și secțiune; *b* — detaliu de secțiune; *c* — schemă de calcul.

Calculul tronsonului pe direcția transversală. Ca schemă de calcul se poate lua un sistem cu un singur grad de libertate (fig. 238, *c*). Greutatea masei, provenită din greutatea elementelor de construcție situate în jumătatea superioară pe înălțimea halei, încărcarea utilă și din zăpadă, este $Q_1 = 1\,090$ tf. Se determină rigiditatea elementelor de construcție, în care scop, în prealabil, se calculează deplasările lor unitare la nivelul reazèmelor fermelor.

Stîlpul marginal, conform relației (III.63)

$$\delta_{s.m} = \frac{1}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 7{,}2 \cdot 10^{-3}} \left(\frac{7{,}2}{2{,}13} \cdot \frac{3^3}{3} + \frac{7^3}{3} + 3 \cdot 7^2 + 3^2 \cdot 7 \right) = 23{,}4 \cdot 10^{-3} \text{ m/tf};$$

rigiditatea corespunzătoare : $c_{s.m} = 0{,}0428 \cdot 10^3$ tf/m.

Stîlpul din rîndul intermediar

$$\delta_{s.i} = \frac{1}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 17{,}1 \cdot 10^{-3}} \left(\frac{17{,}1}{4{,}17} \cdot \frac{3^3}{3} + \frac{7^3}{3} + 3 \cdot 7^2 + 3^2 \cdot 7 \right) = 10 \cdot 10^{-3} \text{ m/tf};$$

rigiditatea respectivă $c_{s.i} = 0{,}1 \cdot 10^3$ tf/m.

Porțiunea de perete longitudinal, egală cu lățimea plinului de zidărie, admițînd că peretele este încastrat la nivelul solului :

$$\delta_{p.l} = \frac{9^3}{3 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5 \cdot 1{,}15 \cdot 10^{-2}} = 116 \cdot 10^{-3} \text{ m/tf};$$

rigiditatea corespunzătoare : $c_{p.l.} = 0{,}0086 \cdot 10^3$ tf/m.

Rigiditatea peretelui frontonului se calculează cu formula (III.59), în care scop, cu ajutorul diagramei din fig. 91, se determină în prealabil coeficienții de rigiditate ai plinurilor de zidărie :

$$\frac{h_{pl}}{b_{pl}} = \frac{5}{2{,}1} = 2{,}38, \; c'_1 = 0{,}04; \quad \frac{5}{2{,}8} = 1{,}78; \; c'_2 = 0{,}11;$$

$$c_f = \frac{EA_p \sum_u c'_u}{l_p + 4{,}8 \, (h - h_{pl}) \sum_u c'_u} =$$

$$= \frac{37{,}4 \cdot 0{,}38 \, (6 \cdot 0{,}04 + 0{,}11) \, 2{,}4 \cdot 10^5}{37{,}4 + 4{,}8 \, (9 - 5) \, (6 \cdot 0{,}04 + 0{,}11)} = 27 \cdot 10^3 \text{ tf/m}.$$

Conform relației (III.43) se calculează rigiditatea generală a tronsonului pe direcția transversală

$$c_{cl} = (14 \cdot 0{,}0428 + 7 \cdot 0{,}1 + 14 \cdot 0{,}0086 + 27) \cdot 10^3 = 28{,}42 \cdot 10^3 \text{ tf/m}.$$

Astfel, rigiditatea tronsonului este condiționată aproape în întregime de rigiditatea peretelui frontonului.

Perioada oscilațiilor libere ale tronsonului se determină cu formula (III.4)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q_1}{g c_{cl}}} = 2 \cdot 3{,}14 \sqrt{\frac{1\,090}{9{,}81 \cdot 28{,}42 \cdot 10^3}} = 0{,}392 \text{ s}.$$

Forța seismică care acționează asupra tronsonului, coeficientul dinamic fiind $\beta = \frac{0{,}9}{0{,}392} = 2{,}3$ este

$$S_1 = 1\,090 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}3 = 250{,}5 \text{ tf}.$$

Forța seismică care acționează asupra frontonului, se calculează cu formula (III.44)

$$S_f = \frac{S_1}{c_{cl}} c_f = \frac{250,5}{28,42} 27 = 238 \text{ tf.}$$

Pentru cele șapte plinuri de zidărie de cîte 2 m, care preiau încărcarea, aceasta este foarte mare și fără a mai reproduce aici calculul de rezistență, se admite că zidăria poate să sufere degradări. În acest caz, forța seismică trebuie să fie preluată în întregime de schelet. Conform relației (III.37), încărcarea care revine scheletului, în cazul degradării pereților, este

$$S'_{sch} = (0,2 + 0,8 \cdot 0,35)\, 238 = 114 \text{ tf.}$$

Deoarece raportul dintre rigiditatea tronsonului, la care peretele frontonului este degradat

$$0,25 \cdot 27 \cdot 10^3 + (28,42 - 27)\, 10^3 = 8,17 \cdot 10^3 \text{ tf/m}$$

și rigiditatea tronsonului nedegradat ($28,42 \times 10^3$ tf/m) este mai mic decît 0,35, în formula (III.37) valoarea acestui raport s-a luat minimă ($\alpha = 0,35$).

Forța seismică pe care o preiau stîlpii scheletului se calculează cu formula (III.44):

stîlpul din rîndul intermediar

$$S_{s.i} = \frac{114}{14 \cdot 0,0428 + 7 \cdot 0,1} 0,1 = 87,7 \cdot 0,1 = 8,77 \text{ tf;}$$

stîlpul din rîndul marginal

$$S_{s.m} = 87,7 \cdot 0,0428 = 3,75 \text{ tf.}$$

Se determină încărcarea seismică care ar reveni stîlpilor prin neglijarea rigidității pereților. În acest scop, se calculează un cadru transversal. Schema de calcul a cadrului se ia identică cu aceea a tronsonului, sub forma unui sistem cu un singur grad de libertate. Greutatea concentrată Q_p calculată pentru o fîșie aferentă egală cu distanța dintre cadre (fig. 238) este

$$\frac{1\,090}{6} = 182 \text{ tf.}$$

Rigiditatea cadrului este $(2 \cdot 0,0428 + 0,1)\, 10^3 = 0,1\,856 \cdot 10^3$ tf/m. Perioada oscilațiilor libere ale cadrului este

$$T_1 = 2 \cdot 3,14 \sqrt{\frac{182}{9,81 \cdot 0,1856 \cdot 10^3}} = 1,99 \text{ s,}$$

și îi corespunde $\beta = 0,6$ (deoarece $\frac{0,9}{1,99} < 0,6$). Coeficientul 1,6 se neglijează la determinarea coeficientului dinamic β, deoarece pereții degradați, chiar dacă au o influență mică asupra rigidității construcției, totuși, contribuie la o amortizare rapidă a oscilațiilor.

Forța seismică care acționează asupra cadrului transversal este

$$S_c = 182 \cdot 0,1 \cdot 0,6 = 10,9 \text{ tf,}$$

asupra stîlpului din rîndul intermediar este

$$S_{s.i} = 10{,}9\,\frac{0{,}1}{0{,}1856} = 5{,}88\ tf,$$

iar asupra stîlpului din rîndul de margine este

$$S_{s.m} = 10{,}9\,\frac{0{,}0428}{0{,}1856} = 2{,}51\ tf.$$

Încărcarea seismică a stîlpilor scheletului calculată astfel, este mai mică decît încărcarea obținută pe baza calculului precedent și în consecință, aceasta din urmă se ia în calcul. Se remarcă că dacă scheletul nu ar fi avut pereți de umplutură, valoarea coeficientului dinamic β pentru determinarea încărcării seismice, ar fi trebuit să se ia cu coeficientul 1,6 și în acest caz, forța seismică aplicată stîlpilor scheletului, ar fi fost apropiată de aceea calculată anterior, în ipoteza că scheletul are frontonul degradat.

Datorită faptului că construcția are un singur fronton, în sens transversal, tronsonul nu este simetric în raport cu rigiditățile elementelor de construcție. Masa sa, practic, poate fi considerată uniform distribuită pe lungime, deci simetrică, întrucît greutatea peretelui frontonului reprezintă doar circa 7% din greutatea totală concentrată la nivelul planșeului. Datorită faptului că centrul de rigiditate nu coincide cu centrul maselor, sub acțiunea încărcării seismice, tronsonul va suferi deplasări prin translație, precum și rotiri în jurul centrului de rigiditate, ceea ce atrage după sine solicitări suplimentare ale construcției.

Considerînd că centrul de greutate al tronsonului se află la mijloc, la distanța de 18 m de la axul primului cadru, se determină poziția centrului de rigiditate în raport cu același ax :

$$x_{c.r} = \frac{0{,}1856 \cdot 10^3(6 + 12 + 18 + 24 + 30 + 36) - 27 \cdot 10^3 \cdot 0{,}7}{(7 \cdot 0{,}1856 + 27)\,10^3} = 0{,}16\ m,$$

unde $0{,}1856 \cdot 10^3$ tf/m este rigiditatea cadrului transversal calculată anterior, iar $27 \cdot 10^3$ tf/m este rigiditatea peretelui frontonului, în planul său.

Astfel, distanța dintre centrul de greutate și centrul rigidităților este

$$d = 18 - 0{,}16 = 17{,}84\ m,$$

iar momentul de torsiune este

$$M_t = 250{,}5 \cdot 17{,}84 = 4\,775\ tfm.$$

Se determină solicitarea seismică suplimentară, datorită rotirii tronsonului' la care va fi supus cadrul transversal de capăt din dreptul rostului antiseismic. Această solicitare suplimentară se exprimă prin termenul al doilea din formula (69) de la cap. III. Pentru determinarea rigidității orizontale unghiulare a tronsonului la nivelul acoperișului, se calculează în prealabil rigiditatea pereților longitudinali în planul lor. Luînd din diagrama din fig. 91 coeficientul de rigiditate al plinurilor de zidărie c'_s $\left(\frac{h_{pl}}{b_{pl}} = \frac{7}{2{,}5} = 2{,}8;\ \ c' = 0{,}03\right)$ și

admițînd că toți coeficienții sînt egali, rigiditatea peretelui longitudinal se calculează cu formula (III.59)

$$c_{p.l} = \frac{37{,}5 \cdot 0{,}38 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5 \cdot 7 \cdot 0{,}03}{37{,}5 + 4{,}8\,(9-7)\,7 \cdot 0{,}03} = 18 \cdot 10^3 \text{ tf/m}.$$

Rigiditatea unghiulară a construcției K_φ se exprimă prin produsul dintre rigiditatea elementelor de construcție și pătratul distanței lor pînă la centrul de rigiditate al tronsonului. Întrucît în exemplul considerat se cunoaște ordinul de mărime al tuturor elementelor care intră în calcul, fără a mai efectua operațiuni numerice, se poate afirma că rigiditatea unghiulară a tronsonului este condiționată în special de rigiditatea pereților longitudinali. Totuși, pentru verificare, calculăm pe K_φ ținînd seama de rigiditatea tuturor elementelor, a cadrelor transversale și longitudinale, a peretelui frontonului și a pereților longitudinali

$$K_\varphi = 0{,}1856 \cdot 10^3 \quad (5{,}84^2 + 11{,}84^2 + 17{,}84^2 + 29{,}84^2 + 35{,}84^2) +$$
$$+ 14 \cdot 0{,}02 \cdot 10^3 \cdot 18^2 + 27 \cdot 10^3 \cdot 1^2 + 2 \cdot 18 \cdot 18{,}5^2 \cdot 10^3 =$$
$$= (498 + 90{,}5 + 27 + 12\,300)\ 10^3 = 13 \cdot 10^6 \text{ tf/m}.$$

Forța suplimentară care acționează asupra cadrului transversal marginal, provenită din rotirea tronsonului, conform relației (III.69), este

$$\frac{M_t a_s c_s}{K_\varphi} = \frac{4\,775 \cdot 35{,}84 \cdot 0{,}1856 \cdot 10^3}{13 \cdot 10^6} = 2{,}29 \text{ tf}$$

și fiind distribuită la stîlpi, majorează încărcarea acestora cu circa 15%. Creșterea încărcării datorită rotirii la celelalte cadre este mai mică, întrucît ele sînt situate mai aproape de centrul de rigiditate. De asemenea, micșorarea încărcării peretelui de la fronton este neglijabilă :

$$\frac{4\,775 \cdot 1 \cdot 27 \cdot 10^3}{13 \cdot 10^6} = 9{,}3 \text{ tf},$$

ceea ce reprezintă 3,9% din forța calculată anterior (238 tf) care acționează asupra acestui perete.

Exemplul 8. Să se determine încărcarea seismică de calcul a clădirii unei fabrici cu trei niveluri, executată pe schelet, care urmează să fie construită într-o regiune cu seismicitate de gradul 9. Scheletul clădirii este executat din beton armat monolit marca 200. Clădirea nu are pereți interiori. Elementul de construcție exterior îl constituie zidăria de umplutură din cărămidă a scheletului, cu goluri mari de fereastră (fig. 239). Clădirea este împărțită în plan în trei tronsoane, separate între ele prin rosturi de dilatare. Terenul de fundație este format din pietriș compact.

Calculul se face pe direcția transversală. Toate cadrele transversale ale clădirii sînt identice și în consecință, neglijînd faptul că zidăria de umplutură îi imprimă cadrului frontonului o rigiditate ceva mai mare, în locul întregului tronson se poate calcula numai un cadru transversal, a cărui încărcare se ia pentru o fîșie aferentă egală cu distanța dintre cadre.

Schema de calcul a clădirii este un sistem cu trei grade de libertate (fig. 239, *c*). Încărcările concentrate la nivelul planșeelor sînt:

$$Q_1 = 282{,}9 \text{ tf}; \; Q_2 = 276{,}65 \text{ tf}; \; Q_3 = 150{,}98 \text{ tf},$$

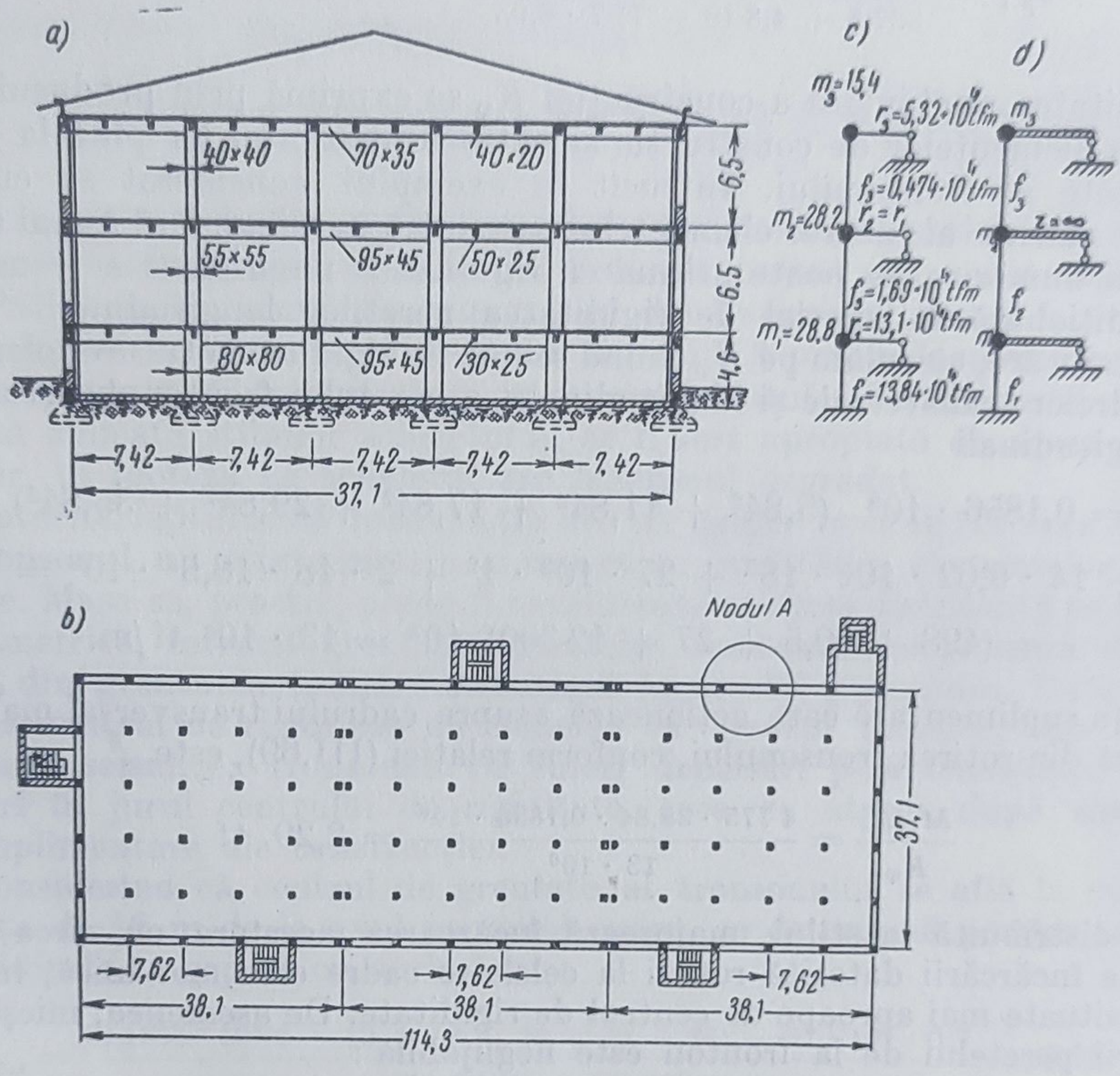


Fig. 239. Scheletul clădirii fabricii:
a — secțiune; *b* — plan; *c* și *d* — scheme de calcul.

cărora le corespund masele

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{282{,}9}{9{,}81} = 28{,}8 \text{ tf s}^2/\text{m}; \; m_2 = 28{,}2 \text{ tf s}^2/\text{m};$$

$$m_3 = 15{,}4 \text{ tf s}^2/\text{m}.$$

Pentru determinarea frecvențelor și perioadelor oscilațiilor libere ale sistemului se rezolvă ecuația frecvențelor (III.14). Deplasările unitare ale sistemului, necesare pentru calculul coeficienților din această ecuație, se calculează cu formulele (61) de la cap. III. În prealabil, se determină rigiditățile liniare totale ale stîlpilor și ale riglelor cadrului.

Primul nivel

Rigiditatea liniară a stîlpului intermediar este

$$\frac{I_i E}{h_1} = \frac{80 \cdot 80^3 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{12 \cdot 460} = 1{,}78 \cdot 10^9 \cdot \text{kgfcm} = 1{,}78 \cdot 10^4 \text{ tfm}.$$

Rigiditatea liniară a stîlpului marginal (v. fig. 239) este

$$\frac{I_m E}{h_1} = \frac{6{,}47 \cdot 10^6 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{460} = 3{,}38 \cdot 10^9 \text{ kgfcm} = 3{,}38 \cdot 10^4 \text{ tfm},$$

unde

$$I_m = \frac{80 \cdot 62^3}{12} + \frac{150 \cdot 28^3}{12} + 80 \cdot 62 \cdot 20{,}62^2 + 150 \cdot 28 \cdot 24{,}38^2 = 6{,}47 \cdot 10^6 \text{ cm}$$

(poziția centrului de greutate al secțiunii : $a_c = \frac{80 \cdot 62 \cdot 59 + 150 \cdot 28 \cdot 14}{80 \cdot 62 + 150 \cdot 28} =$ $= 38{,}38$ cm).

Rigiditatea liniară totală a stîlpilor este

$$f_1 = 4 \cdot 1{,}78 \cdot 10^4 + 2 \cdot 3{,}38 \cdot 10^4 = 13{,}84 \cdot 10^4 \text{ tfm}.$$

Rigiditatea liniară totală a riglelor este

$$r_1 = 5 \frac{I_r E}{l} = 5 \frac{8{,}11 \cdot 10^6 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{742} = 2{,}62 \cdot 10^9 \cdot 5 = 13{,}1 \cdot 10^4 \text{ tfm},$$

unde

$$I_r = \frac{762 \cdot 10^3}{12} + \frac{45 \cdot 85^3}{12} + 762 \cdot 10 \cdot 15{,}9^2 + 45 \cdot 85 \cdot 31{,}6^2 = 8{,}11 \cdot 10^6 \text{ kgfcm}$$

(poziția centrului de greutate al secțiunii : $a_c = \frac{762 \cdot 10 \cdot 90 + 85 \cdot 45 \cdot 42{,}5}{762 \cdot 10 + 85 \cdot 45} =$ $= 74{,}1$ cm).

Nivelul al doilea

Rigiditatea liniară totală a stîlpilor este

$$f_2 = 6 \frac{55 \cdot 55^3 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{12 \cdot 650} = 1{,}69 \cdot 10^4 \text{ tfm},$$

Rigiditatea liniară totală a riglelor este aceeași ca la primul nivel : $r_2 =$ $= 13{,}1 \cdot 10^4$ tfm.

Nivelul al treilea

Rigiditatea liniară totală a stîlpilor este

$$f_3 = 6\,\frac{40 \cdot 40^3 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{12 \cdot 650} = 0{,}474 \cdot 10^4 \text{ tfm}.$$

Rigiditatea liniară totală a riglelor este

$$r_3 = 5\,\frac{3{,}29 \cdot 10^6 \cdot 2{,}4 \cdot 10^5}{742} = 5{,}32 \cdot 10^4 \text{ tfm},$$

unde

$$I_r = \frac{762 \cdot 8^3}{12} + \frac{35 \cdot 67^3}{12} + 762 \cdot 8 \cdot 10{,}5^2 + 35 \cdot 67 \cdot 27^2 = 3{,}29 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

(poziția centrului de greutate al secțiunii :

$$a_c = \frac{762 \cdot 8 \cdot 71 + 67 \cdot 35 \cdot 33{,}5}{762 \cdot 8 + 67 \cdot 35} = 60{,}5 \text{ cm}).$$

Se calculează A_k, R_k și $\frac{h_k^2}{4r_k}$ din formula (III.61) :

$$F_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{4{,}6^2}{13{,}84 \cdot 10^4} = 1{,}53 \cdot 10^{-4};$$

$$F_2 = F_1 + \frac{h_2^2}{f_2} = 1{,}53 \cdot 10^{-4} + \frac{6{,}5^2}{1{,}69 \cdot 10^4} = 26{,}43 \cdot 10^{-4};$$

$$F_3 = F_2 + \frac{h_3^2}{f_3} = 26{,}43 \cdot 10^{-4} + \frac{6{,}5^2}{0{,}474 \cdot 10^4} = \frac{115{,}63 \cdot 10^{-4}}{\sum\limits_k F_k = 143{,}59 \cdot 10^{-4}};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0{,}33f_1} = \frac{4{,}6^2}{4 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4 + 0{,}33 \cdot 13{,}84 \cdot 10^4} = 0{,}372 \cdot 10^{-4};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0{,}33f_1} = \frac{(4{,}6 + 6{,}5)^2}{4 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4 + 0{,}33 \cdot 13{,}84 \cdot 10^4} = 2{,}17 \cdot 10^{-4};$$

$$R_3 = R_2 + \frac{(h_2 + h_3)^2}{4r_2} = 2{,}17 \cdot 10^4 + \frac{(6{,}5 + 6{,}5)^2}{4 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4} = \frac{5{,}4 \cdot 10^{-4}}{\sum\limits_k R_k = 7{,}942 \cdot 10^{-4}}$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{4{,}6^2}{4 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4} = 0{,}405 \cdot 10^{-4};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{6{,}5^2}{4 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4} = 0{,}805 \cdot 10^{-4};$$

$$\frac{h_3^2}{4r_3} = \frac{6{,}5^2}{4 \cdot 5{,}32 \cdot 10^4} = \frac{1{,}98 \cdot 10^{-4}}{\sum\limits_k \frac{h_k^2}{4r_k} = 3{,}19 \cdot 10^{-4}}.$$

Se determină deplasările unitare:

$$\delta_{11} = \frac{1}{12}(F_1 + R_1) = \frac{1{,}53 \cdot 10^{-4} + 0{,}372 \cdot 10^{-4}}{12} = 0{,}158 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf};$$

$$\delta_{22} = \frac{1}{12}\left(F_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2}\right) = \frac{26{,}43 \cdot 10^{-4} + 2{,}17 \cdot 10^{-4} + 0{,}805 \cdot 10^{-4}}{12} =$$

$$= 2{,}45 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf};$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{12}\left(F_3 + R_3 + \frac{h_3^2}{4r_3}\right) = \frac{115{,}63 \cdot 10^{-4} + 5{,}4 \cdot 10^{-4} + 1{,}98 \cdot 10^{-4}}{12} =$$

$$= 10{,}25 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf}; \qquad \Sigma\delta_{kk} = 12{,}858 \cdot 10^{-4}$$

Verificare $$-\frac{1}{12}\left(\sum_k F_k + \sum_k R_k + \sum_k \frac{h_k^2}{4r_k}\right) = \sum_k \delta_{kk};$$

$$\frac{10^{-4}}{12}(143{,}59 + 7{,}942 + 3{,}19) = 12{,}89 \cdot 10^{-4} \approx 12{,}858 \cdot 10^{-4};$$

$$\delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{21} = \delta_{31} = \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = 0{,}158 \cdot 10^{-4} +$$

$$+ \frac{4{,}6 \cdot 6{,}5}{48 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4 + 4 \cdot 13{,}84 \cdot 10^4} = 0{,}202 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf};$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{22} + \frac{h_2 h_3}{48r_2} = 2{,}45 \cdot 10^{-4} + \frac{6{,}5 \cdot 6{,}5}{48 \cdot 13{,}1 \cdot 10^4} = 2{,}52 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf}.$$

Se calculează coeficienții din ecuația frecvențelor (III. 14):

$$A = -(28{,}8 \cdot 0{,}158 \cdot 10^{-4} + 28{,}2 \cdot 2{,}45 \cdot 10^{-4} + 15{,}4 \cdot 10{,}25 \cdot 10^{-4}) =$$

$$= -231{,}65 \cdot 10^{-4};$$

$$B = 28{,}8 \cdot 28{,}2(0{,}158 \cdot 2{,}45 \cdot 10^{-8} - 0{,}202^2 \cdot 10^{-8}) +$$

$$+ 28{,}8 \cdot 15{,}4(0{,}158 \cdot 10,\ 25 \cdot 10^{-8} - 0{,}202^2 \cdot 10^{-8}) + 28{,}2 \cdot 15{,}4 \times$$

$$\times (2{,}45 \cdot 10{,}25 \times 10^{-8} - 2{,}52^2 \cdot 10^{-8}) = 0{,}927 \cdot 10^{-4};$$

$$D = 28{,}8 \cdot 28{,}2 \cdot 15{,}4(0{,}158 \cdot 2{,}52^2 \cdot 10^{-12} + 2{,}45 \cdot 0{,}202^2 \cdot 10^{-12} +$$

$$+ 10{,}25 \cdot 0{,}202^2 \cdot 10^{-12} - 0{,}158 \cdot 2{,}45 \cdot 10{,}25 \cdot 10^{-12} -$$

$$-2 \cdot 0{,}202 \cdot 0{,}202 \cdot 2{,}52 \cdot 10^{-12}) = -0{,}000343 \cdot 10^{-4}$$

și se scrie ecuația frecvențelor

$$\frac{1}{p_i^6} - 231{,}65 \cdot 10^{-4}\frac{1}{p_i^4} + 0{,}927 \cdot 10^{-4}\frac{1}{p_i^2} - 0{,}000343 \cdot 10^{-4} = 0.$$

Toți termenii acestei ecuații se înmulțesc cu 10^{12} și notînd $\frac{10^4}{p_i^2} = k$, se obține ecuația frecvențelor în care coeficienții au fost exprimați într-o formă convenabilă pentru calcul:

$$k^3 - 231{,}65\ k^2 + 9270\ k - 34\,300 = 0.$$

Această ecuație de gradul al treilea se rezolvă cu ajutorul tabelei (v. „Indicator pentru matematici“ I. I. Bronstein și K. A. Semendiaiev, ed. 1959, pag. 138—139, procedeul 3). Făcînd schimbarea de variabilă $y = k + \frac{b}{3a}$, ecuația devine

$$y^3 + 3py + 2q = 0;$$

unde

$$2q = \frac{2b^3}{27a^3} - \frac{bc}{3a^2} + \frac{d}{a} = \frac{2(-231{,}65)^3}{27 \cdot 1^3} - \frac{(-231{,}65) \cdot 9\,270}{3 \cdot 1^2} +$$

$$+ \frac{-34\,300}{1} = -252\,810;$$

$$3p = \frac{3ac - b^2}{3a^2} = \frac{3 \cdot 1 \cdot 9\,270 - (-231{,}65)^2}{3 \cdot 1^2} = -8\,870;$$

$$y^3 - 8\,870y - 252\,810 = 0;$$

$$(q^2 + p^3) = \left(\frac{-252\,810}{2}\right)^2 + \left(-\frac{8\,870}{3}\right)^3 = 160 \cdot 10^8 - 259 \cdot 10^8 < 0.$$

Deoarece discriminantul este mai mic decît zero, ecuația are trei rădăcini reale și diferite

$$p < 0 \text{ și } q^2 + p^2 < 0, \text{ și deci } \cos\varphi = \frac{q}{r^3} = \frac{252\,810}{2 \cdot 54{,}4^3} = 0{,}788,$$

$$\text{unde } r = -\sqrt{|p|} = -\sqrt{\frac{8\,870}{3}} = -54{,}4;\ \varphi = 38°.$$

Conform tabelei, rădăcinile variabilei y sînt:

$$y_1 = -2r\cos\varphi/3 = -2(-54{,}4)\cos 12°40' = 106;$$
$$y_2 = 2r\cos(60° - \varphi/3) = 2(-54{,}4)\cos(60° - 12°40') = -73{,}7;$$
$$y_3 = 2r\cos(60° + \varphi/3) = 2(-54{,}4)\cos(60° + 12°40') = -32{,}4.$$

Rădăcinile variabilei k sînt:

$$k_1 = y_1 - \frac{b}{3a} = 106 - \frac{-231{,}65}{3 \cdot 1} = 183{,}2;$$

$$k_2 = y_2 - \frac{b}{3a} = -73{,}7 + 77{,}2 = 3{,}5;$$

$$k_3 = y_3 - \frac{b}{3a} = -32{,}4 + 77{,}2 = 44{,}8.$$

Frecvențele și perioadele oscilațiilor proprii ale sistemului sînt

$$p_1^2 = \frac{10^4}{k_1} = \frac{10^4}{183{,}2} = 54{,}6;\ p_1 = 7{,}4 \text{ rad/s};$$

$$T_1 = \frac{2 \cdot 3{,}14}{7{,}4} = 0{,}85 \text{ s};$$

$$p_2^2 = \frac{10^4}{k_3} = \frac{10^4}{44{,}8} = 223;\ p_2 = 14{,}96 \text{ rad/s};$$

$$T_2 = \frac{2 \cdot 3{,}14}{14{,}96} = 0{,}42 \text{ s};$$

$$p_3^2 = \frac{10^4}{k_2} = \frac{10^4}{3{,}5} = 2\,860;\ p_3 = 53{,}5 \text{ rad/s};$$

$$T_3 = \frac{2 \cdot 3{,}14}{53{,}5} = 0{,}117 \text{ s}.$$

Formele oscilațiilor libere se determină rezolvînd sistemul de ecuații (III.15) și admițînd $X_1 = 1$:

$$(0{,}158 \cdot 10^{-4} \cdot 28{,}8 p_i^2 - 1) + 0{,}202 \cdot 10^{-4} \cdot 28{,}2 p_i^2 X_2 + + 0{,}202 \cdot 10^{-4} \cdot 15{,}4 p_i^2 X_3 = 0;$$

$$0{,}202 \cdot 10^{-4} \cdot 28{,}8 p_i^2 + (2{,}45 \cdot 10^{-4} \cdot 28{,}2 p_i^2 - 1)\ X_2 + + 2{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot 15{,}4 p_i^2 X_3 = 0.$$

Prima formă

$$-0{,}975 + 0{,}031 X_2 + 0{,}0168 X_3 = 0;$$

$$0{,}0316 - 0{,}624 X_2 + 0{,}21 X_3 = 0.$$

Din prima ecuație rezultă

$$X_2 = \frac{0{,}975 - 0{,}0168\ X_3}{0{,}031}$$

și înlocuind în ecuația a doua, se obține $X_3 = 35{,}7$; apoi din expresia precedentă rezultă $X_2 = 12{,}1$.

Forma a doua

$$-0{,}897 + 0{,}131\ X_2 + 0{,}0715\ X_3 = 0;$$

$$0{,}134 + 1{,}582\ X_2 + 2{,}49\ X_3 = 0.$$

Din prima ecuație rezultă

$$X_2 = \frac{0{,}897 - 0{,}0715\ X_3}{0{,}131}$$

și înlocuind în ecuația a doua, se obține $X_3 = -6{,}72$; apoi din expresia precedentă rezultă $X_2 = 10{,}5$.

Forma a treia :

$$0{,}134 + 1{,}446\ X_2 + 0{,}79\ X_3 = 0;$$
$$1{,}477 + 15{,}994\ X_2 + 9{,}56\ X_3 = 0.$$

Din prima ecuație avem

$$X_2 = \frac{-0{,}134 - 0{,}79\ X_3}{1{,}446}$$

și înlocuind în ecuația a doua se obține $X_3 = 0{,}0061$; din expresia precedentă rezultă $X_2 = -0{,}096$.

Se calculează forțele seismice de calcul.

Pentru oscilațiile corespunzătoare primei forme

$$\beta_1 = \frac{0{,}9}{T_1} = \frac{0{,}9}{0{,}85} = 1{,}06;$$

coeficienții formei oscilațiilor

$$\eta_1 = 1\ \frac{282{,}9 \cdot 1 + 276{,}65 \cdot 12{,}1 + 150{,}98 \cdot 35{,}7}{282{,}9 \cdot 1^2 + 276{,}65 \cdot 12{,}1^2 + 150{,}98 \cdot 35{,}7^2} = 0{,}0387;$$

$$\eta_2 = 12{,}1 \cdot 0{,}0387 = 0{,}468; \qquad \eta_3 = 35{,}7 \cdot 0{,}0387 = 1{,}38;$$

forțele seismice

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= 282{,}9 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}06 \cdot 0{,}0387 = 1{,}16\ \text{tf};\\ S_2 &= 276{,}65 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}06 \cdot 0{,}468 = 13{,}7\ \text{tf};\\ S_3 &= 150{,}98 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}06 \cdot 1{,}38 = 22\ \text{tf}. \end{aligned}\right\} \qquad (I)$$

Pentru oscilațiile corespunzătoare formei a doua

$$\beta_2 = \frac{0{,}9}{0{,}43} = 2{,}14;$$

coeficienții formei oscilațiilor sînt :

$$\eta_1 = 1\ \frac{282{,}9 \cdot 1 + 276{,}65 \cdot 10{,}5 - 150{,}98 \cdot 6{,}7}{282{,}9 \cdot 1^2 + 276{,}65 \cdot 10{,}5^2 + 150{,}98(-6{,}7)^2} = 0{,}0575;$$

$$\eta_2 = 10{,}5 \cdot 0{,}0575 = 0{,}605; \qquad \eta_3 = -6{,}7 \cdot 0{,}0575 = -0{,}385;$$

iar forțele seismice

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= 282{,}9 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}14 \cdot 0{,}0575 = 3{,}45\ \text{tf};\\ S_2 &= 276{,}65 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}14 \cdot 0{,}605 = 35{,}6\ \text{tf};\\ S_3 &= 150{,}98 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}14\ (-0{,}385) = -12{,}47\ \text{tf}. \end{aligned}\right\} \qquad (II)$$

Pentru oscilațiile corespunzătoare formei a treia

$$\beta_3 = \frac{0{,}9}{0{,}117} = 7{,}1 > 3,\ \text{luăm}\ \beta_3 = 3,$$

coeficienții formei oscilațiilor sînt :

$$\eta_1 = 1\,\frac{282{,}9 \cdot 1 - 276{,}65 \cdot 0{,}096 + 150{,}98 \cdot 0{,}0061}{282{,}9 \cdot 1^2 + 276{,}65(-0{,}096)^2 + 150{,}98 \cdot 0{,}0061^2} = 0{,}91;$$

$$\eta_2 = -\,0{,}096 \cdot 0{,}91 = -\,0{,}0856; \qquad \eta_3 = 0{,}0061 \cdot 0{,}91 = 0{,}0055;$$

iar forțele seismice;

$$\left.\begin{aligned} S_1 &= 282{,}9 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}91 = 77 \text{ tf};\\ S_2 &= 276{,}65 \cdot 0{,}1 \cdot 3(-0{,}0856) = -\,7{,}1 \text{ tf};\\ S_3 &= 150{,}98 \cdot 0{,}1 \cdot 3 \cdot 0{,}0055 = 0{,}25 \text{ tf}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(III)}$$

În fig. 240 se dau diagramele momentelor încovoietoare corespunzătoare acestor trei forme ale oscilațiilor și diagrama înfășurătoare, cu ajutorul căreia pot fi determinate eforturile de calcul din încărcarea seismică. Eforturile seismice mari de la partea inferioară a construcției, corespunzătoare formei a treia a oscilațiilor, se datoresc rigidității mari a primului nivel în comparație cu rigiditatea nivelurilor de deasupra (rigiditatea liniară a stîlpilor de

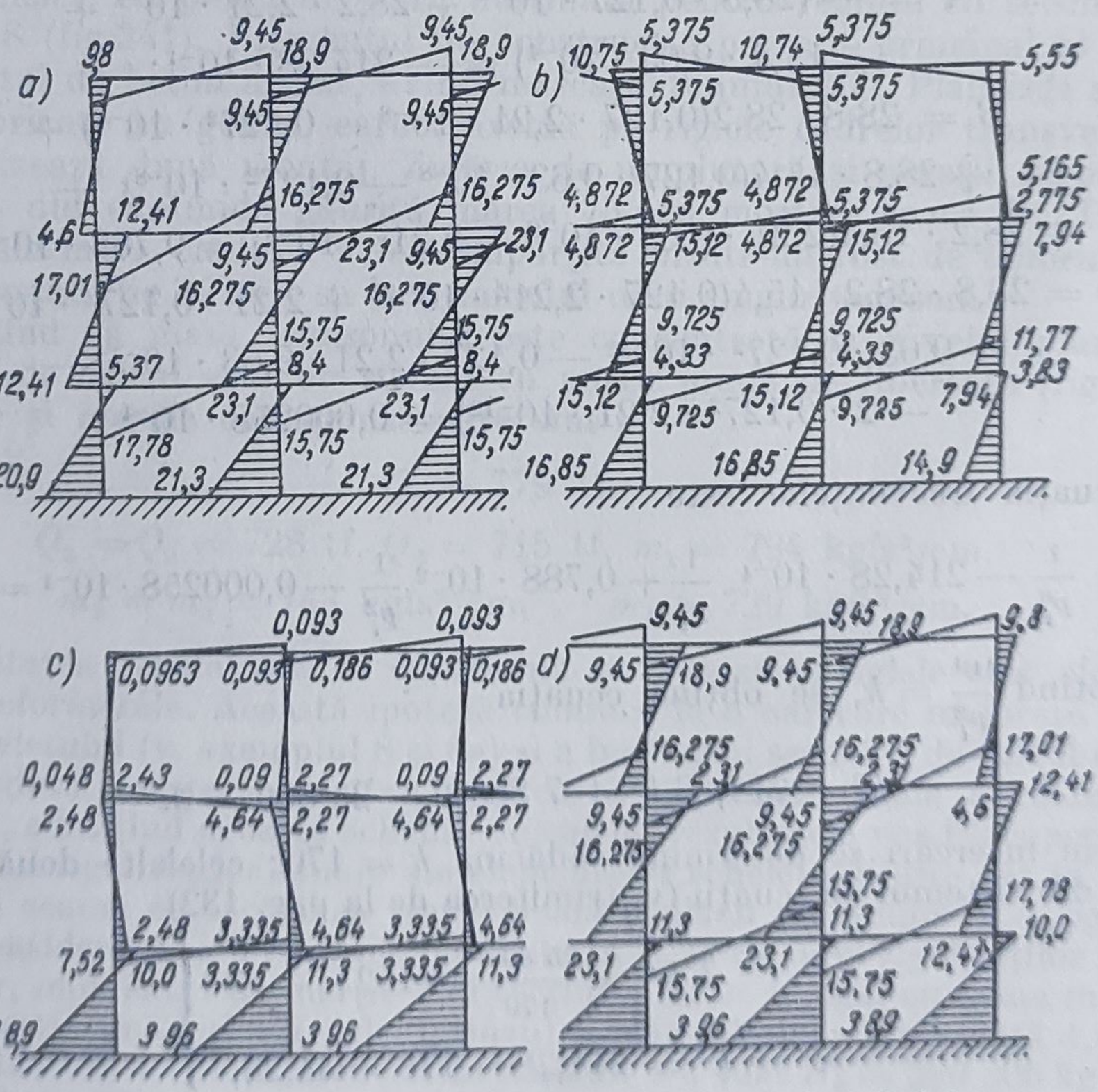


Fig. 240. Diagramele momentelor încovoietoare ale cadrului :

a — momente produse de forțele seismice corespunzătoare primei forme a oscilațiilor; *b* — idem, corespunzătoare formei a doua; *c* — idem, corespunzătoare formei a treia; *d* — diagrama înfășurătoare.

la primul nivel este aproape de 30 de ori mai mare decît rigiditatea liniară a stîlpilor de la ultimul nivel). La construcțiile la care rigiditatea variază neglijabil pe înălțime (cel mult de cîteva ori), în mod obișnuit, eforturile seismice maxime corespund primei forme a oscilațiilor.

Exemplul 8a. Să se calculeze cadrul din exemplul precedent, în ipoteza că riglele sale sînt absolut rigide (fig. 239,*d*) determinînd astfel eroarea care se comite prin adoptarea unei astfel de ipoteze.

Deplasările unitare conform formulei (III.62), sînt

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \frac{4{,}6^2}{12 \cdot 13{,}84 \cdot 10^4} = 0{,}127 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf};$$

$$\delta_{22} = \delta_{23} = 0{,}127 \cdot 10^{-4} + \frac{6{,}5^2}{12 \cdot 1{,}69 \cdot 10^4} = 2{,}21 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf};$$

$$\delta_{33} = 2{,}21 \cdot 10^{-4} + \frac{6{,}5^2}{12 \cdot 0{,}474 \cdot 10^4} = 9{,}63 \cdot 10^{-4}\ \text{m/tf}.$$

Coeficienții ecuației frecvențelor (III.14):

$$A = -(28{,}8 \cdot 0{,}127 \cdot 10^{-4} + 28{,}2 \cdot 2{,}21 \cdot 10^{-4} + 15{,}4 \cdot 9{,}63 \cdot 10^{-4}) = -214{,}28 \cdot 10^{-4};$$

$$B = 28{,}8 \cdot 28{,}2(0{,}127 \cdot 2{,}21 \cdot 10^{-8} - 0{,}127^2 \cdot 10^{-8}) + 28{,}8 \cdot 15{,}4(0{,}127 \cdot 9{,}63 \cdot 10^{-8} - 0{,}127^2 \cdot 10^{-8}) + 28{,}2 \cdot 15{,}4(2{,}21 \cdot 9{,}63 \cdot 10^{-8} - 2{,}21^2 \cdot 10^{-8}) = 0{,}788 \cdot 10^{-4};$$

$$D = 28{,}8 \cdot 28{,}2 \cdot 15{,}4(0{,}127 \cdot 2{,}21^2 \cdot 10^{-12} + 2{,}21 \cdot 0{,}127^2 \cdot 10^{-12} + 9{,}63 \cdot 0{,}127^2 \cdot 10^{-12} - 0{,}127 \cdot 2{,}21 \cdot 9{,}63 \cdot 10^{-12} - 2 \cdot 0{,}127^2 \cdot 2{,}21 \cdot 10^{-12}) = 0{,}000258 \cdot 10^{-4}.$$

Ecuația frecvențelor este

$$\frac{1}{p_i^6} - 214{,}28 \cdot 10^{-4}\ \frac{1}{p_i^4} + 0{,}788 \cdot 10^{-2}\ \frac{1}{p_i^2} - 0{,}000258 \cdot 10^{-4} = 0.$$

Notînd $\frac{10^4}{p_i^2} = k$, se obține ecuația

$$k^3 - 214{,}28\ k^2 + 7\ 880\ k - 25\ 800 = 0.$$

Prin încercări se determină rădăcina $k = 170$; celelalte două rădăcini se află din sistemul de ecuații (v. trimiterea de la pag. 132)

$$\left.\begin{aligned} k'k'' &= \frac{25\ 800}{170} = 152; \\ k' + k'' &= 214{,}28 - 170 = 44{,}28, \end{aligned}\right\}$$

de unde rezultă

$$(k'')^2 - 44{,}28\ k'' + 152 = 0,$$

de unde

$$k'' = 40{,}54 \text{ și } k' = 3{,}74.$$

Frecvențele corespunzătoare acestor rădăcini sînt

$$p_i^2 = \frac{10^4}{k}; p_1^2 = 58{,}8; \quad p_2^2 = 247; \quad p_3^2 = 2\,670,$$

iar perioadele oscilațiilor libere

$$T_i = \frac{2\pi}{p_i}; \; T_1 = 0{,}815 \text{ s}; \; T_2 = 0{,}4 \text{ s}; \; T_3 = 0{,}121 \text{ s}.$$

De aici rezultă că perioadele oscilațiilor libere, calculate după schema de calcul simplificată (fig.239,*d*), diferă doar cu circa 5% de perioadele calculate după schema mai exactă din fig. 239,*c*. Diferența dintre valorile forțelor seismice de calcul este de același ordin de mărime. Această apropiere între rezultate este satisfăcătoare și în consecință, schema simplificată poate fi folosită în calcul.

Exemplul 9. Să se determine încărcarea seismică de calcul a clădirii unei școli pe schelet, cu patru niveluri, destinată pentru regiuni cu seismicitatea de gradul 8 (fig.241). Elementul de construcție portant principal al clădirii este scheletul de beton armat, avînd marca betonului 200. Planșeele sînt din fîșii prefabricate cu goluri, care reazemă pe riglele cadrelor transversale și se monolitizează după montaj. Zidăria de umplutură și pereții despărțitori se execută din cărămidă găurită marca 75, cu mortar marca 50. Datorită lungimii sale mari, clădirea a fost împărțită printr-un rost de deformație în două tronsoane (fig.242,*b*); se face calculul unui singur tronson.

Admițînd că masa tronsonului este concentrată la nivelul planșeelor, schema sa de calcul este un sistem cu patru grade de libertate (fig.241,*c*). Încărcările și masele corespunzătoare sînt:

$$Q_1 = 779 \text{ tf},$$

$$Q_2 = Q_3 = 728 \text{ tf}, \; Q_4 = 715 \text{ tf}, \; m_1 = 794 \text{ kgfs}^2/\text{cm},$$

$$m_2 = m_3 = 743 \text{ kgfs}^2/\text{cm}, \qquad m_4 = 729 \text{ kgfs}^2/\text{cm}.$$

Rigiditatea scheletului se determină în ipoteza că riglele sînt elemente rigide nedeformabile. Această ipoteză conduce la o oarecare majorare a rigidității scheletului (v. exemplul 8 și 8a) și a încărcării seismice de calcul respective. Totodată, crește întrucîtva încărcarea de calcul totală a clădirii. În consecință, admițînd această schemă de calcul, rezultatele vor fi acoperitoare.

Calculul rigidităților liniare ale elementelor scheletului este dat în tabela 52. Ținînd seama că secțiunea transversală a plăcii planșeului și a riglei nu poate fi considerată ca o secțiune monolită în T, la calculul rigidităților liniare ale riglelor, momentul de inerție I al secțiunii lor se ia egal cu suma momentelor de inerție ale secțiunii riglei (grinzii) și plăcii. Valoarea normată a modulului de elasticitate la compresiune al betonului, s-a luat $E_b^n = 290\,000$ kgf/cm^2.

În tabela 53 sînt calculate caracteristicile rigidității diferitelor panouri de umplutură

$$v_p = 0{,}83 \; AG\gamma_{sol}$$

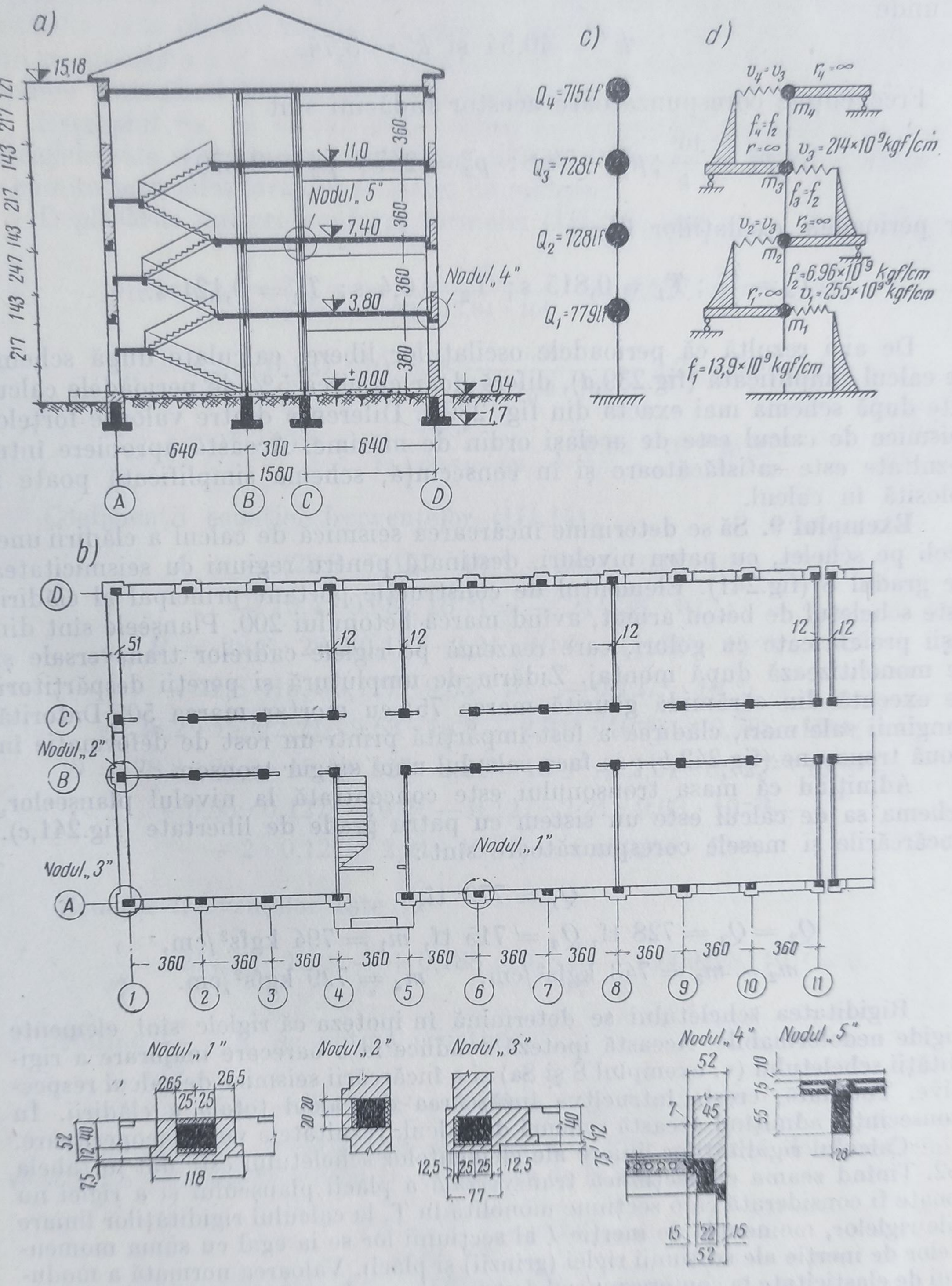


Fig. 241. Clădirea pe schelet portant a școlii :
a — secțiune ; *b* — plan ; *c* și *d* — scheme de calcul.

pentru următoarele valori ale modulilor de elasticitate ai zidăriei:
$E_0 = 25 \cdot 1\,000 = 25 \cdot 10^3$ kgf/cm² și $G = 0{,}25 \cdot 25 \cdot 10^3 = 6 \cdot 10^3$ kgf/cm².

Rigiditățile liniare ale elementelor scheletului *Tabela 52*

Denumirea elementului	Secțiunea cm	I cm⁴	IE_b^n kgfcm²	Rigiditatea liniară kgfcm
Stîlpii din rîndul intermediar de la primul nivel, pe ambele direcții, $h_1 = 4{,}3$ m	50 × 50	$52{,}1 \cdot 10^4$	$15{,}1 \cdot 10^{10}$	$35{,}2 \cdot 10^7$
Idem, la etajele de deasupra, $h_2 = h_3 = h_4 = 3{,}6$ m	40 × 40	$21{,}3 \cdot 10^4$	$6{,}2 \cdot 10^{10}$	$17{,}2 \cdot 10^7$
Stîlpii rîndurilor exterioare la primul nivel, pe direcție transversală, $h_1 = 4{,}3$ m	55 × 45	$41{,}7 \cdot 10^4$	$12{,}1 \cdot 10^{10}$	$28{,}2 \cdot 10^7$
Idem, la etajele următoare, $h_2 = h_3 = h_4 = 3{,}6$ m	50 × 35	$17{,}9 \cdot 10^4$	$5{,}2 \cdot 10^{10}$	$14{,}4 \cdot 10^7$
Stîlpii rîndurilor exterioare de la primul nivel, pe direcție longitudinală, $h_1 = 4{,}3$ m	45 × 55	$62{,}4 \cdot 10^4$	$18{,}1 \cdot 10^{10}$	$42 \cdot 10^7$
Idem, la etajele următoare $h_2 = h_3 = h_4 = 3{,}6$ m	35 × 50	$36{,}4 \cdot 10^4$	$10{,}6 \cdot 10^{10}$	$29{,}5 \cdot 10^7$
Rigla transversală, $l = 6{,}4$ m ..	25 × 55	$34{,}7 \cdot 10^4$	$10{,}1 \cdot 10^{10}$	$15{,}8 \cdot 10^7$
Placa planșeului		$22 \cdot 10^4$	$6{,}4 \cdot 10^{10}$	$10 \cdot 10^7$
				$25{,}8 \cdot 10^7$
Rigla transversală, $l = 3$ m ..	25 × 35	$9 \cdot 10^4$	$2{,}6 \cdot 10^{10}$	$8{,}7 \cdot 10^7$
Placa planșeului		$22 \cdot 10^4$	$6{,}4 \cdot 10^{10}$	$21{,}4 \cdot 10^7$
				$30{,}1 \cdot 10^7$
Rigla longitudinală, $l = 3{,}6$ m..	22 × 45	$16{,}9 \cdot 10^4$	$4{,}9 \cdot 10^{10}$	$13{,}6 \cdot 10^7$
Placa planșeului		$22 \cdot 10^4$	$6{,}4 \cdot 10^{10}$	$17{,}8 \cdot 10^7$
				$31{,}4 \cdot 10^7$

Întrucît golurile de uși au dimensiuni mari, rigiditatea panourilor de pereți despărțitori cu goluri se neglijează.

Schema de calcul a clădirii este ilustrată în fig. 241,*d*, pe care sînt indicate rigiditățile elementelor de construcție, pe direcție transversală.

Frecvențele și perioadele oscilațiilor libere ale clădirii se determină cu formulele (17) de la cap.III, în care scop, în prealabil, se calculează deplasările unitare.

Tabela 53

Denumirea panoului	Lungimea l a panoului cm	Grosimea d a panoului cm	Aria panoului $A = ld$ cm²	γ_{gol}	Rigiditatea panoului $AG\gamma_{gol}$ kgf
Panou de perete transversal exterior	605	51	$30{,}7 \cdot 10^3$	1	$18{,}4 \cdot 10^7$
Panou de pereți despărțitori transversali	605	12	$7{,}25 \cdot 10^3$	1	$4{,}35 \cdot 10^7$
Panou de perete longitudinal exterior	310	51	$15{,}8 \cdot 10^3$	0,29	$2{,}75 \cdot 10^7$
Panou de perete despărțitor longitudinal	320	12	$3{,}85 \cdot 10^3$	1	$2{,}31 \cdot 10^7$

Conform relației (III.67) se determină deplasările unitare la nivelul planșeelor.

a) pe direcția transversală

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = \delta_1 = \frac{h_1^2}{12f_1 + h_1v_1} =$$

$$= \frac{430^2}{12 \cdot 13{,}9 \cdot 10^9 + 254 \cdot 10^9} = 4{,}40 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf},$$

unde $f_1 = 22 \cdot 35{,}2 \cdot 10^7 + 22 \cdot 28{,}2 \cdot 10^7 = 13{,}9 \cdot 10^9$ kgfcm,

$$h_1v_1 = 0{,}83 \cdot 430(2 \cdot 18{,}4 \cdot 10^7 + 8 \cdot 4{,}35 \cdot 10^7) =$$

$$= 0{,}83 \cdot 430 \cdot 71{,}6 \cdot 10^7 = 254 \cdot 10^9 \text{ kgfcm};$$

$$\delta_{22} = \delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{11} + \delta_2 = \delta_{11} + \frac{h_2^2}{12f_2 + h_2v_2} =$$

$$= 4{,}40 \cdot 10^{-7} + \frac{360^2}{12 \cdot 6{,}96 \cdot 10^9 + 214 \cdot 10^9} =$$

$$= 4{,}40 \cdot 10^{-7} + 4{,}35 \cdot 10^{-7} = 8{,}75 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf},$$

unde $f_2 = 22 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 + 22 \cdot 14{,}4 \cdot 10^7 = 6{,}96 \cdot 10^9$ kgfcm,

$$h_2v_2 = 0{,}88 \cdot 360 \cdot 71{,}6 \cdot 10^7 = 214 \cdot 10^9 \text{ kgfcm}.$$

Deoarece $f_2 = f_3 = f_4$ și $v_2 = v_3 = v_4$

$$\delta_{33} = \delta_{34} = \delta_{22} + \delta_3 = 8{,}75 \cdot 10^{-7} + 4{,}35 \cdot 10^{-7} = 13{,}10 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{44} = \delta_{33} + \delta_4 = 13{,}10 \cdot 10^{-7} + 4{,}35 \cdot 10^{-7} = 17{,}45 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}.$$

b) pe direcția longitudinală

$$\delta_{11} = \delta_{12} = \delta_{13} = \delta_{14} = \delta_1 = \frac{430^2}{12 \cdot 17 \cdot 10^9 + 295 \cdot 10^9} = 3{,}72 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf},$$

unde $f_1 = 22 \cdot 35{,}2 \cdot 10^7 + 22 \cdot 42 \cdot 10^7 = 17 \cdot 10^9$ kgfcm,

$$h_1v_1 = 0{,}83 \cdot 430(12 \cdot 2{,}31 \cdot 10^7 + 20 \cdot 2{,}75 \cdot 10^7) =$$

$$= 0{,}83 \cdot 430 \cdot 82{,}8 \cdot 10^7 = 295 \cdot 10^9 \text{ kgfcm};$$

$$\delta_{22} = \delta_{23} = \delta_{24} = \delta_{11} + \delta_2 = 3{,}72 \cdot 10^{-7} + \frac{360^2}{12 \cdot 10{,}28 \cdot 10^9 + 247 \cdot 10^9} =$$

$$= 3{,}72 \cdot 10^{-7} + 3{,}5 \cdot 10^{-7} = 7{,}22 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf},$$

unde $f_2 = 22 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 + 22 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = 10{,}28 \cdot 10^9$ kgfcm,

$$h_2 v_2 = 0{,}83 \cdot 360 \cdot 82{,}8 \cdot 10^7 = 247 \cdot 10^9 \text{ kgfcm}.$$

Deoarece $f_2 = f_3 = f_4$ și $v_2 = v_3 = v_4$,

$$\delta_{33} = \delta_{34} = \delta_{22} + \delta_3 = 7{,}22 \cdot 10^{-7} + 3{,}5 \cdot 10^{-7} = 10{,}72 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}$$

$$\delta_{44} = \delta_{33} + \delta_4 = 10{,}72 \cdot 10^{-7} + 3{,}5 \cdot 10^{-7} = 14{,}22 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}.$$

Perioadele oscilațiilor libere ale clădirii, pe direcție transversală, conform relației (III.17) sînt:

$$B_1 = m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22} + m_3\delta_{33} + m_4\delta_{44} =$$

$$= (794 \cdot 4{,}40 + 743 \cdot 8{,}75 + 743 \cdot 13{,}1 + 729 \cdot 17{,}45)\ 10^{-7} = 31{,}8 \cdot 10^{-4};$$

$$B_2 = m_1^2\delta_{11}^2 + m_2^2\delta_{22}^2 + m_3^2\delta_{33}^2 + m_4^2\delta_{44}^2 + 2[m_1(m_2 +$$

$$+ m_3 + m_4)\delta_{14}^2 + m_2(m_3 + m_4)\delta_{24}^2 + m_3 m_4 \delta_{34}^2] =$$

$$= (794^2 \cdot 4{,}4^2 + 743^2 \cdot 8{,}75^2 + 743^2 \cdot 13{,}1^2 + 729^2 \cdot 17{,}45^2)10^{-14} +$$

$$+ 2[794(743 + 743 + 729)4{,}4^2 \cdot 10^{-14} + 743(743 + 729)8{,}75^2 \cdot 10^{-14} +$$

$$+ 743 \cdot 729 \cdot 13{,}1^2 \cdot 10^{-14}] = 707{,}3 \cdot 10^{-8};$$

$$\frac{1}{\sqrt{707{,}3 \cdot 10^{-8}}} < p_1^2 < \frac{2}{31{,}8 \cdot 10^{-4}\left(1 + \sqrt{2\,\frac{707{,}3 \cdot 10^{-8}}{31{,}8^2 \cdot 10^{-8}} - 1}\right)};$$

$$376 < p_1^2 < 385;$$

$$p_1^2 = \frac{376 + 385}{2} = 380{,}5 \text{ rad/s}^2; \quad p_1 = 19{,}5 \text{ rad/s};$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{p_1} = \frac{2 \cdot 3{,}14}{19{,}5} = 0{,}322 \text{ s}.$$

Forma oscilațiilor libere se calculează cu formula (III.25′):

$$X_1 = \delta_{11}Q_1 + \delta_{12}Q_2 + \delta_{13}Q_3 + \delta_{14}Q_4 =$$

$$= 4{,}4 \cdot 10^{-7}(779 + 728 + 728 + 715)\ 10^3 = 1{,}3 \text{ cm};$$

$$X_2 = \delta_{21}Q_1 + \delta_{22}Q_2 + \delta_{23}Q_3 + \delta_{24}Q_4 =$$

$$= 4{,}4 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 8{,}75 \cdot 10^{-7}(728 + 728 + 715)\ 10^3 = 2{,}24 \text{ cm};$$

$$X_3 = \delta_{31}Q_1 + \delta_{32}Q_2 + \delta_{33}Q_3 + \delta_{34}Q_4 =$$

$$= 4{,}4 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 8{,}75 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 +$$

$$+ 13{,}1 \cdot 10^{-7}(728 + 715)\ 10^3 = 2{,}87 \text{ cm};$$

$$X_4 = \delta_{41}Q_1 + \delta_{42}Q_2 + \delta_{43}Q_3 + \delta_{44}Q_4 =$$

$$= 4{,}4 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 8{,}75 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 +$$

$$+ 13{,}1 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 + 17{,}45 \cdot 10^{-7} \cdot 715 \cdot 10^3 = 3{,}2 \text{ cm}.$$

Perioadele oscilațiilor libere pe direcție longitudinală :

$$B_1 = (794 \cdot 3{,}72 + 743 \cdot 7{,}22 + 743 \cdot 10{,}72 + 729 \cdot 14{,}22)\, 10^{-7} = 26{,}14 \cdot 10^{-4};$$

$$B_2 = (794^2 \cdot 3{,}72^2 + 743^2 \cdot 7{,}22^2 + 743^2 \cdot 10{,}72^2 + 729 \cdot 14{,}22^2)\, 10^{-14} + 2[794(743 + 743 + 729)\, 3{,}72^2 \cdot 10^{-14} + 743(743 + 729)\, 7{,}22^2 \cdot 10^{-14} + 743 \cdot 729 \cdot 10{,}72^2 \cdot 10^{-14}] = 476{,}25 \cdot 10^{-8};$$

$$\frac{1}{\sqrt{476{,}25 \cdot 10^{-8}}} < p_1^2 < \frac{2}{27{,}14 \cdot 10^{-4}\left(1 + \sqrt{2\,\frac{476{,}25 \cdot 10^{-8}}{26{,}14^2 \cdot 10^{-8}} - 1}\right)};$$

$$458 < p_1^2 < 470{,}5$$

$$p_1^2 = \frac{458 + 470{,}5}{2} = 464{,}25 \text{ rad/s}^2; \quad p_1 = 21{,}55 \text{ rad/s};$$

$$T_1 = \frac{2 \cdot 3{,}14}{21{,}55} = 0{,}292 \text{ s}.$$

Forma oscilațiilor libere ale clădirii pe direcție longitudinală :

$$X_1 = 3{,}72 \cdot 10^{-7}(779 + 728 + 728 + 715)\, 10^3 = 1{,}1 \text{ cm};$$

$$X_2 = 3{,}72 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 7{,}22 \cdot 10^{-7}(728 + 728 + 715)\, 10^3 = 1{,}86 \text{ cm};$$

$$X_3 = 3{,}72 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 7{,}22 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 + 10{,}72 \cdot 10^{-7}(728 + 715)\, 10^3 = 2{,}37 \text{ cm};$$

$$X_4 = 3{,}72 \cdot 10^{-7} \cdot 779 \cdot 10^3 + 7{,}22 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 + 10{,}72 \cdot 10^{-7} \cdot 728 \cdot 10^3 + 14{,}22 \cdot 10^{-7} \cdot 715 \cdot 10^3 = 2{,}61 \text{ cm}.$$

Încărcarea seismică a clădirii pe direcție transversală

Conform relației (II.62) coeficientul dinamic β este

$$\beta = \frac{0{,}9}{T_1} = \frac{0{,}9}{0{,}322} = 2{,}8.$$

Coeficienții formei oscilațiilor η_k conform relației (II.53)

$$\eta_1 = X_1 \frac{Q_1X_1 + Q_2X_2 + Q_3X_3 + Q_4X_4}{Q_1X_1^2 + Q_2X_2^2 + Q_3X_3^2 + Q_4X_4^2} =$$

$$= 1{,}3\, \frac{(779 \cdot 1{,}3 + 728 \cdot 2{,}24 + 728 \cdot 2{,}87 + 715 \cdot 3{,}2)}{(779 \cdot 1{,}3^2 + 728 \cdot 2{,}24^2 + 728 \cdot 2{,}87^2 + 715 \cdot 3{,}2^2)} = 1{,}3 \cdot 0{,}328 = 0{,}426;$$

$$\eta_2 = 2{,}24 \cdot 0{,}328 = 0{,}735;$$

$$\eta_3 = 2{,}87 \cdot 0{,}328 = 0{,}942;$$

$$\eta_4 = 3{,}2 \cdot 0{,}328 = 1{,}05.$$

Forțele seismice de calcul, conform relației (II.55), (fig. 242, *a*), sînt :

$$S_1 = 779 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}426 = 46{,}5 \text{ tf};$$
$$S_2 = 728 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}735 = 75 \text{ tf};$$
$$S_3 = 728 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}942 = 96 \text{ tf};$$
$$S_4 = 715 \cdot 0{,}05 \cdot 2{,}8 \cdot 1{,}05 = 105 \text{ tf}.$$

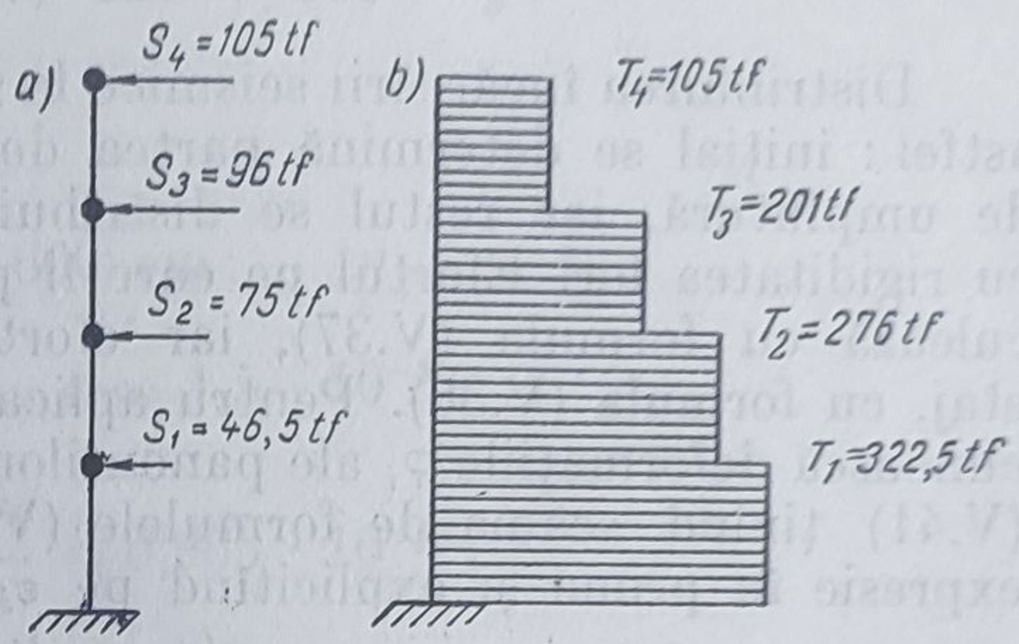


Fig. 242. Încărcarea seismică de calcul a clădirii pe direcție transversală :
a — forțele seismice; *b* — diagrama forțelor tăietoare.

Forțele tăietoare corespunzătoare care acționează asupra întregii clădiri (diagrama Q, fig. 242, *b*) sînt :

$$T_4 = 105 \text{ tf};$$
$$T_3 = 105 + 96 = 201 \text{ tf};$$
$$T_2 = 105 + 96 + 75 = 276 \text{ tf};$$
$$T_1 = 105 + 96 + 75 + 46{,}5 = 322{,}5 \text{ tf}.$$

Încărcarea seismică a clădirii pe direcție longitudinală

Coeficientul dinamic β este :

$$\beta = \frac{0{,}9}{0{,}292} = 3{,}08.$$

Conform normelor, se ia valoarea maximă $\beta = 3$.

Se calculează valoarea coeficienților formei oscilațiilor η_k :

$$\eta_1 = 1{,}1 \frac{(779 \cdot 1{,}1 + 728 \cdot 1{,}86 + 728 \cdot 2{,}37 + 715 \cdot 2{,}61)}{(779 \cdot 1{,}1^2 + 728 \cdot 1{,}86^2 + 728 \cdot 2{,}37^2 + 715 \cdot 2{,}61^2)} = 1{,}1 \cdot 0{,}469 = 0{,}516;$$

$$\eta_2 = 1{,}86 \cdot 0{,}469 = 0{,}872;$$
$$\eta_3 = 2{,}37 \cdot 0{,}469 = 1{,}11;$$
$$\eta_4 = 2{,}61 \cdot 0{,}469 = 1{,}223.$$

Forțele seismice de calcul sînt :

$$S_1 = 779 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}516 = 60{,}25 \text{ tf};$$
$$S_2 = 728 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 0{,}872 = 95{,}2 \text{ tf};$$
$$S_3 = 728 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}11 = 121 \text{ tf};$$
$$S_4 = 715 \cdot 0{,}05 \cdot 3 \cdot 1{,}223 = 131 \text{ tf}.$$

Forțele tăietoare corespunzătoare care acționează asupra întregii clădiri (diagrama Q) sînt:

$$T_1 = 131 \text{ tf};$$
$$T_2 = 131 + 121 = 252 \text{ tf};$$
$$T_3 = 131 + 121 + 95{,}2 = 347{,}2 \text{ tf};$$
$$T_4 = 131 + 121 + 95{,}2 + 60{,}25 = 407{,}45 \text{ tf}.$$

Distribuirea încărcării seismice la diferite elemente de construcție se face astfel: inițial se determină partea de încărcare pe care o preiau panourile de umplutură, iar restul se distribuie la cadrele scheletului, proporțional cu rigiditatea lor. Efortul pe care îl preia panoul i de la nivelul k, se calculează cu formula (V.37), iar efortul din celelalte panouri ale aceluiași etaj, cu formula (V.38). Pentru aplicarea acestor formule este necesar să se cunoască deformațiile φ_i ale panourilor. Mărimea φ_i se calculează cu formula (V.41) ținînd seama de formulele (V.42 și V.43). Înlocuind cea de-a doua expresie în prima și explicitînd pe ε_i care depinde de raportul dintre lungimea și înălțimea panoului $\left(\beta_i = \frac{l_i}{h_i}\right)$, valoarea lui φ_i se poate calcula cu formula

$$\varphi_i = \frac{n_r \varepsilon_i}{l_i d_i^2 \gamma_{gol}},$$

în care ε_i se determină din diagrama din fig. 243.

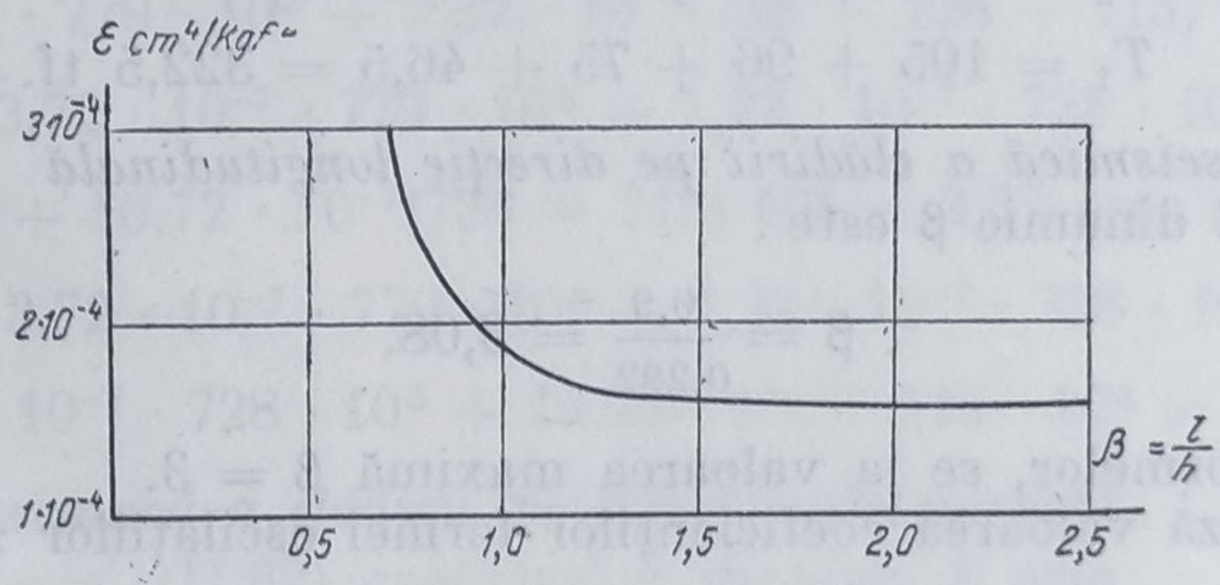


Fig. 243. Diagrama coeficientului de deformabilitate a zidăriei de umplutură din cărămidă, a scheletului.

Distribuirea încărcării seismice pe direcție transversală

Se determină caracteristica deformabilității panourilor de zidărie φ_i.

Primul nivel ($h = 395$ cm):

panoul peretelui transversal exterior

$$d = 51 \text{ cm}; \qquad l = 595 \text{ cm}; \qquad \gamma_{gol} = 1;$$
$$\beta_p = \frac{595}{395} = 1{,}51; \qquad \varepsilon = 1{,}5 \cdot 10^{-4};$$
$$\varphi_{p.t} = \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-4}}{600 \cdot 51^2 \cdot 1} = 0{,}965 \cdot 10^{-10};$$

BIBLIOTECA CENTRALĂ
REGIONALĂ
IAȘI

panoul de perete despărțitor

$$d = 12 \text{ cm}; \qquad l = 595 \text{ cm}; \qquad \gamma_{gol} = 1;$$

$$\beta_{p.d} = \frac{595}{395} = 1{,}51; \quad \varepsilon = 1{,}5 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_p = \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-4}}{600 \cdot 12^2 \cdot 1} = 17{,}4 \cdot 10^{-10}.$$

Etajele superioare ($h = 310$ cm):
panou de perete transversal exterior

$$d = 51 \text{ cm}; \qquad l = 600 \text{ cm}; \qquad \gamma_{gol} = 1;$$

$$\beta_p = \frac{600}{310} = 1{,}94; \quad \varepsilon = 1{,}5 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p.t} = \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-4}}{600 \cdot 51^2 \cdot 1} = 0{,}965 \cdot 10^{-10};$$

panou de perete despărțitor

$$d = 12 \text{ cm}; \qquad l = 600 \text{ cm}; \qquad \gamma_{gol} = 1;$$

$$\beta_{p.d} = \frac{600}{310} = 1{,}94; \quad \varepsilon = 1{,}5 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p.d} = \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 10^{-4}}{600 \cdot 12^2 \cdot 1} = 17{,}4 \cdot 10^{-10}.$$

Încărcarea la nivelul planșeului de peste parter
Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului:

$$\delta_{s1} = \frac{h_1^2}{12 f_1} = \frac{430^2}{12 \cdot 13{,}9 \cdot 10^9} = 11{,}1 \cdot 10^{-7} \text{cm/kgf};$$

$$c_{k1} = \frac{1}{11{,}1 \cdot 10^{-7}} = 0{,}9 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

efortul care acționează asupra panoului peretelui transversal exterior

$$\frac{\delta_s}{\varphi_{p.t}} = \frac{11{,}1 \cdot 10^{-7}}{0{,}965 \cdot 10^{-10}} \doteq 11\,500, \qquad D_1 = \frac{1}{2}\left(2\sqrt{\frac{0{,}965}{0{,}965}} + 8\sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}}\right) = 1{,}94;$$

$$T_{p.t} = \sqrt{1{,}94^2 \cdot 11\,500^2 + 322{,}5 \cdot 10^3 \cdot 11\,500} - 1{,}94 \cdot 11\,590 = 42\,600 \text{ kgf};$$

efortul din panoul peretelui despărțitor

$$T_{p.d} = 42\,600\sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}} = 10\,040 \text{ kgf};$$

încărcarea care revine scheletului

$$T_s = 322{,}5 - (2 \cdot 42{,}6 + 8 \cdot 10{,}04) = 157 \text{ tf},$$

Deoarece cadrele transversale sînt identice, încărcarea care revine scheletului se distribuie uniform la cadre, la nivelul planșeului de peste parter

$$T_c = \frac{T_s}{11} = \frac{157{,}4}{11} = 14{,}3 \text{ tf}.$$

Încărcarea la nivelul planșeului de peste nivelul al doilea

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s2} = \frac{h_2^2}{12 f_2} = \frac{360^2}{12 \cdot 6{,}96 \cdot 10^9} = 15{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf},$$

$$c_{s2} = \frac{1}{15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}645 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

efortul din panoul peretelui transversal exterior

$$\frac{\delta_{s2}}{\varphi_{p \cdot t}} = \frac{15{,}5 \cdot 10^{-7}}{0{,}965 \cdot 10^{-10}} = 16\,050, \quad D_2 = \frac{1}{2}\left(2\sqrt{\frac{0{,}965}{0{,}965}} + 8\sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}}\right) = 1{,}94;$$

$$T_{p \cdot t} = \sqrt{1{,}94^2 \cdot 16\,050^2 + 276 \cdot 10^3 \cdot 16\,050} - 1{,}94 \cdot 16\,050 = 42\,300 \text{ kgf};$$

efortul din panoul de perete despărțitor

$$T_{p \cdot d} = 42\,300 \sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}} = 10\,000 \text{ kgf};$$

încărcarea care revine scheletului

$$T_s = 276 - (2 \cdot 42{,}3 + 8 \cdot 10) = 111{,}4 \text{ tf};$$

încărcarea care revine unui singur cadru

$$T_c = \frac{T_s}{11} = \frac{111{,}4}{11} = 10{,}15 \text{ tf}.$$

Încărcarea din dreptul planșeului de peste nivelul al treilea

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s3} = \delta_{s2} = 15{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}, \quad c_{k3} = c_{k2} = 0{,}645 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

efortul din panoul peretelui transversal exterior

$$\frac{\delta_{s3}}{\varphi_{p \cdot t3}} = \frac{\delta_{s2}}{\varphi_{p \cdot t2}} \text{ și } D_3 = D_2$$

$$T_{p \cdot t} = \sqrt{1{,}94^2 \cdot 16\,050^2 + 201 \cdot 16\,050 \cdot 10^3} - 1{,}94 \cdot 16\,050 = 33\,800 \text{ kgf};$$

efortul din panoul peretelui despărțitor

$$T_{p \cdot d} = 33\,800 \sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}} = 7\,970 \text{ kgf};$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 201 - (2 \cdot 33{,}8 + 8 \cdot 7{,}97) = 69{,}6 \text{ tf};$$

încărcarea unui cadru

$$T_c = \frac{69{,}6}{11} = 6{,}34 \text{ tf}$$

Încărcarea din dreptul planșeului de peste nivelul al patrulea
Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s4} = \delta_{s2} = 15{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}, \quad c_{s4} = c_{s2} = 0{,}645 \cdot 10^{6} \text{ kgf/cm};$$

efortul din panoul peretelui exterior transversal

$$\frac{\delta_{s4}}{\varphi_{pt4}} = \frac{\delta_{s2}}{\varphi_{pt2}} \text{ și } D_4 = D_2$$

$$T_{pt} = \sqrt{1{,}94^2 \cdot 16\,050^2 + 105 \cdot 16\,050 \cdot 10^3} - 1{,}94 \cdot 16\,050 = 20\,400 \text{ kgf};$$

efortul din panoul peretelui despărțitor

$$T_{pd} = 20\,400 \sqrt{\frac{0{,}965}{17{,}4}} = 4\,810 \text{ kgf};$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 105 - (2 \cdot 20{,}4 + 8 \cdot 4{,}81) = 25{,}7 \text{ tf};$$

încărcarea unui cadru

$$T_c = \frac{25{,}7}{11} = 2{,}34 \text{ tf}.$$

Distribuirea încărcării seismice pe direcție longitudinală
Se determină caracteristica deformabilității panourilor.
Primul nivel ($h = 395$ cm):

panou de perete exterior

$$d = 51 \text{ cm}; \quad l = 305 \text{ cm}; \quad \varphi_{gol} = 0{,}29;$$

$$\beta = \frac{305}{395} = 0{,}773; \quad \varepsilon = 2{,}8 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p \cdot p} = \frac{1 \cdot 2{,}8 \cdot 10^{-4}}{305 \cdot 51^2 \cdot 0{,}29} = 12{,}2 \cdot 10^{-10};$$

panou de perete despărțitor

$$d = 12 \text{ cm}; \quad l = 315 \text{ cm}; \quad \gamma_{gol} = 1;$$

$$\beta_{p \cdot :} = \frac{315}{395} = 0{,}8; \quad \varepsilon = 2{,}7 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p \cdot d} = \frac{1 \cdot 2{,}7 \cdot 10^{-4}}{315 \cdot 12^2 \cdot 1} = 59{,}5 \cdot 10^{-10}.$$

Etajele superioare ($h = 310$ cm):

panou de perete exterior

$$d = 51 \text{ cm}; \quad l = 310 \text{ cm}; \quad \gamma_{gol} = 0{,}29$$

$$\beta_p = \frac{310}{310} = 1; \quad \varepsilon = 2 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p \cdot p} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 10^{-4}}{310 \cdot 51^2 \cdot 0{,}29} = 8{,}57 \cdot 10^{-10};$$

panou de perete despărțitor

$$d = 12 \text{ cm}, \qquad l = 320, \qquad \gamma_{gol} = 1;$$

$$\beta_{p \cdot d} = \frac{320}{310} = 1{,}03; \quad \varepsilon = 2 \cdot 10^{-4};$$

$$\varphi_{p \cdot d} = \frac{1 \cdot 2 \cdot 10^{-4}}{320 \cdot 12^2 \cdot 1} = 44{,}3 \cdot 10^{-10}.$$

Încărcarea în dreptul planșeului de peste primul nivel

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s1} = \frac{h_1^2}{12 f_1} = \frac{430^2}{12 \cdot 17 \cdot 10^9} = 9{,}06 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf};$$

$$c_{s1} = \frac{1}{9{,}06 \cdot 10^{-7}} = 1{,}105 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

efortul din panoul peretelui exterior

$$\frac{\delta_{k1}}{\varphi_{p.p}} = \frac{9{,}06 \cdot 10^{-7}}{12{,}2 \cdot 10^{-10}} = 742,$$

$$D_1 = \frac{1}{2}\left(20 \sqrt{\frac{12{,}2}{12{,}2}} + 12 \sqrt{\frac{12{,}2}{59{,}5}}\right) = 12{,}7;$$

$$T_{p \cdot p} = \sqrt{12{,}7^2 \cdot 742^2 + 407{,}25 \cdot 10^3 \cdot 742} - 12{,}7 \cdot 742 = 10\,380 \text{ kgf};$$

efortul din panoul de perete despărțitor

$$T_{p \cdot d} = 10\,380 \sqrt{\frac{12{,}2}{59{,}5}} = 4\,715 \text{ kgf};$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 407{,}45 - (20 \cdot 10{,}38 + 12 \cdot 4{,}715) = 128{,}9 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c \cdot m} = \frac{T_s}{f_1} 11 \cdot 42 \cdot 10^7 = \frac{128{,}9}{17 \cdot 10^9} 11 \cdot 42 \cdot 10^7 = 35 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c \cdot i} = \frac{T_s}{f_1} 11 \cdot 35{,}2 \cdot 10^7 = \frac{128{,}9}{17 \cdot 10^9} 11 \cdot 35{,}2 \cdot 10^7 = 29{,}45 \text{ tf}.$$

Încărcarea din dreptul planșeului de peste nivelul al doilea

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s2} = \frac{h_2^2}{12 f_2} = \frac{360^2}{12 \cdot 10{,}28 \cdot 10^9} = 10{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf};$$

$$c_{s2} = \frac{1}{10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}952 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

efortul din panoul peretelui exterior

$$\frac{\delta_{s2}}{\varphi_{p.p}} = \frac{10{,}50 \cdot 10^{-7}}{8{,}57 \cdot 10^{-10}} = 1\,225,$$

$$D_1 = \frac{1}{2}\left(20 \sqrt{\frac{8{,}57}{8{,}57}} + 12 \sqrt{\frac{8{,}57}{44{,}3}}\right) = 12{,}64;$$

$$T_{p\cdot p} = \sqrt{12{,}64^2 \cdot 1\,225^2 + 347{,}2 \cdot 10^3 \cdot 1\,225} - 12{,}64 \cdot 1\,225 = 10\,300 \text{ kgf.}$$

efortul din panoul de perete despărțitor

$$T_{p\cdot d} = 10\,300 \sqrt{\frac{8{,}57}{44{,}3}} = 4\,530 \text{ kgf;}$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 347{,}2 - (20 \cdot 10{,}30 + 12 \cdot 4{,}53) = 86{,}8 \text{ tf;}$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c\cdot m} = \frac{T_s}{f_2} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^{-7} = \frac{86{,}8}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = 27{,}4 \text{ tf;}$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c\cdot i} = \frac{T_s}{f_2} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = \frac{86{,}8}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = 16 \text{ tf.}$$

Încărcarea în dreptul planșeului de peste nivelul al treilea.

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s3} = \delta_{s2} = 10{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}, \quad c_{s3} = c_{s2} = 0{,}952 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm;}$$

efortul din panoul peretelui exterior

$$\left(\frac{\delta_{s3}}{\varphi_{p\cdot p3}} = \frac{\delta_{s2}}{\varphi_{p\cdot p2}} \text{ și } D_3 = D_2\right)$$

$$T_{p\cdot p} = \sqrt{12{,}64^2 \cdot 1\,225^2 + 252 \cdot 10^3 \cdot 1\,225} - 12{,}64 \cdot 1\,225 = 7\,900 \text{ kgf;}$$

efortul din panoul peretelui despărțitor

$$T_{p\cdot d} = 7\,900 \sqrt{\frac{8{,}57}{44{,}3}} = 3\,470 \text{ kgf;}$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 252 - (20 \cdot 7{,}9 + 12 \cdot 3{,}47) = 52{,}4 \text{ tf,}$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c\cdot m} = \frac{T_s}{f_3} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = \frac{52{,}4}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = 16{,}5 \text{ tf;}$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c\cdot i} = \frac{T_s}{f_3} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = \frac{52{,}4}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = 9{,}7 \text{ tf.}$$

Încărcarea din dreptul planșeului de peste nivelul al patrulea

Deplasarea unitară și rigiditatea scheletului pe înălțimea etajului

$$\delta_{s4} = \delta_{s2} = 10{,}5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/kgf}, \quad c_{k4} = c_{k2} = 0{,}952 \cdot 10^6 \text{ kgfcm;}$$

efortul din panoul peretelui exterior

$$\left(\frac{\delta_{s4}}{\delta_{p\cdot p4}} = \frac{\delta_{s2}}{\varphi_{p\cdot p2}} \text{ și } D_4 = D_2\right)$$

$$T_{p\cdot p} = \sqrt{12{,}64^2 \cdot 1\,225^2 + 131{,}10^3 \cdot 1\,225} - 12{,}64 \cdot 1225 = 4\,500 \text{ kgf;}$$

efortul din panoul peretelui despărțitor

$$T_{p\cdot d} = 4\,500 \sqrt{\frac{8{,}57}{44{,}3}} = 1\,975 \text{ kgf;}$$

încărcarea scheletului

$$T_s = 131 - (20 \cdot 4{,}5 + 12 \cdot 1{,}975) = 17{,}3 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c \cdot m} = \frac{T_s}{f_4} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = \frac{17{,}3}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 29{,}5 \cdot 10^7 = 5{,}47 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c \cdot i} = \frac{T_s}{f_4} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = \frac{17{,}3}{10{,}28 \cdot 10^9} 11 \cdot 17{,}2 \cdot 10^7 = 3{,}18 \text{ tf}.$$

Capacitatea portantă a panourilor de umplutură se determină cu formula (V.49) în care, pentru mărcile de cărămidă și de mortar prevăzute în proiect, $R_f = 1{,}6$ kgf/cm²; coeficienții m și m_s sînt egali cu 1; coeficientul de frecare este $f = 0$.

Capacitatea portantă a panoului transversal exterior fără goluri de la primul nivel :

$$\beta_c = \frac{605}{370} = 1{,}63; \quad l = 605 \text{ cm}; \quad d = 51 \text{ cm}; \quad \gamma'_{gol} = 1;$$

$$T_{p \cdot c,\, cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 605 \cdot 51\,(1 - 0{,}1 \cdot 1{,}63)}{1} 1 = 59\,500 \text{ kgf};$$

iar cea a panourilor de la etajele superioare

$$\beta_c = \frac{605}{300} = 2{,}01;$$

$$T_{p \cdot c \cdot cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 605 \cdot 51\,(1 - 0{,}1 \cdot 2{,}01)}{1} 1 = 56\,900 \text{ kgf}.$$

Panourile de umplutură ale pereților exteriori longitudinali au goluri și capacitatea lor portantă de calcul se determină ținînd seama de coeficientul K_k care exprimă influența golurilor asupra rezistenței panourilor (v. pag. 330). În cazul de față însă, raportul dintre dimensiunile golurilor și cele ale panourilor nu satisface condițiile (V.52), care permit aplicarea formulei (V.50) pentru calculul coeficientului K_k și anume :

$$l_{gol} = 257 > 0{,}6\ l_{p \cdot e} = 0{,}6 \cdot 310 = 186 \text{ cm},$$
$$h_{gol} = 257 > 0{,}65\ h_{p \cdot e} = 0{,}65 \cdot 310 = 202 \text{ cm}.$$

În consecință, în calculul de rezistență se admite că panourile considerate nu sînt portante și încărcarea seismică care le revine se transmite în întregime la alte elemente de construcție, paralele cu ele.

Capacitatea portantă a panoului peretelui despărțitor transversal de la primul nivel este

$$\beta_{p \cdot d} = \frac{605}{370} = 1{,}63; \quad l = 605 \text{ cm}; \quad d = 12 \text{ cm}; \quad \gamma'_{gol} = 1;$$

$$T_{p \cdot d,\, cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 605 \cdot 12\,(1 - 0{,}1 \cdot 1{,}63)}{1} 1 = 13\,800 \text{ kgf};$$

iar aceea a panourilor de la etajele superioare

$$\beta_{p\cdot d} = \frac{605}{300} = 2{,}01$$

$$T_{p\cdot d,\,cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 605 \cdot 12\,(1 - 0{,}1 \cdot 2{,}01)}{1} 1 = 13\,200 \text{ kgf.}$$

Capacitatea portantă a panoului de perete despărțitor longitudinal de la primul nivel este

$$\beta_{p.d} = \frac{310}{380} = 0{,}815; \quad l = 310 \text{ cm}; \quad d = 51 \text{ cm}; \quad \gamma_{gol} = 1;$$

$$T_{p\cdot d,\,cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 310 \cdot 12\,(1 - 0{,}1 \cdot 0{,}815)}{1} 1 = 7\,880 \text{ kgf,}$$

iar aceea de la panourile etajelelor superioare :

$$\beta_{p\cdot d} = \frac{310}{310} = 1;$$

$$T_{p\cdot d,\,cap} = 0{,}8 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}2 \frac{1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 310 \cdot 12\,(1 - 0{,}1 \cdot 1)}{1} 1 = 7\,730 \text{ kgf.}$$

Astfel, capacitatea portantă a tuturor panourilor, cu excepția celor de umplutură de la pereții exteriori longitudinali, cu goluri mari de fereastră, este suficientă pentru a prelua încărcarea seismică care le revine. Întrucît capacitatea portantă a panourilor cu goluri este mai mică decît eforturile calculate, aceste porțiuni ale umpluturii pot fi degradate. Determinînd apoi rigiditatea panourilor degradate, admitem că aceasta este egală cu 25% din rigiditatea celor nedegradate. Calculul eforturilor, ținînd seama de degradarea zidăriei de umplutură, se face în cele ce urmează, la sfîrșitul acestui exemplu.

Influența rotirii clădirii asupra distribuției încărcării seismice.

Pe direcția axei longitudinale, elementele de construcție ale clădirii sînt simetrice față de axa mediană; încărcarea, de asemenea, poate fi considerată simetrică. În consecință, forțele seismice care se aplică în lungul clădirii, produc numai deplasări prin translație. Pe direcție transversală, elementele de construcție sînt distribuite astfel, încît rigiditatea lor nu este simetrică în raport cu axa mediană; o rigiditate mai mare are peretele marginal transversal. Datorită faptului că centrul de rigiditate nu coincide cu centrul maselor, forța seismică care acționează asupra clădirii după direcția transversală, pe lîngă mișcarea de translație, provoacă rotirea clădirii în jurul centrului de rigiditate.

a) *Determinarea centrului de rigiditate și a rigidității unghiulare a etajelor la nivelul planșeelor*

La nivelul planșeului de peste parter, rigiditatea scheletului pe direcția axei transversale a clădirii, este $c_s = 0{,}9 \cdot 10^6$ kgf/cm și în consecință, aici se aplică încărcarea seismică $T_s = 157$ tf. Totodată, panoului pere-

telui de capăt transversal îi revine încărcarea $T_{p.t} = 42{,}6$ tf; din condiția $\frac{c_s}{T_s} = \frac{c_{p.t}}{T_{p.t}}$ rezultă rigiditatea panoului peretelui de capăt:

$$c_{p.t} = T_{p.t}\frac{c_s}{T_s} = T_{ct}\frac{1}{T_s\delta_{s1}} = 42\,600\frac{1}{157\,000 \cdot 11{,}1 \cdot 10^{-7}} = 0{,}244 \cdot 16^6 \text{ kgf/cm}.$$

Analog, rigiditatea panoului de perete despărțitor transversal de la primul nivel este

$$c_{p.d} = 10\,040\frac{1}{157\,000 \cdot 11{,}1 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0576 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Rigiditatea unui singur cadru transversal:

$$c_{c.t} = \frac{c_s}{11} = \frac{0{,}9 \cdot 10^6}{11} = 0{,}0818 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Rezultatele celorlalte calcule se dau în tabela 54.

În fig. 244 se arată planul primului nivel al clădirii, pe care sînt indicate rigiditățile elementelor de construcție. După determinarea rigidității

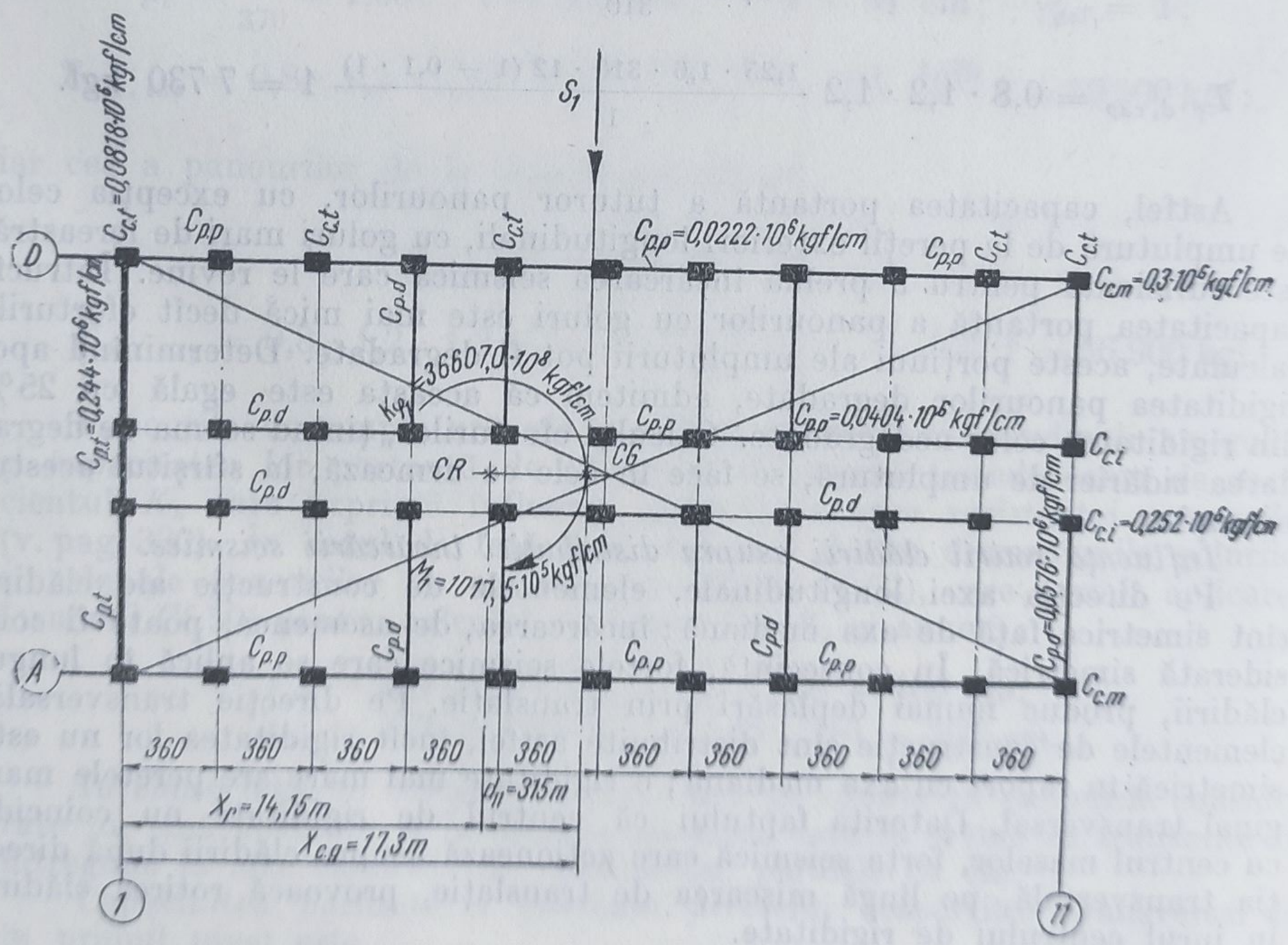


Fig. 244. Planul primului nivel și rigiditățile elementelor de construcție.

elementelor de construcție pe direcție transversală (coloana 4) și cunoscînd distanța lor pînă la axa *I-I* (coloana 3), în coloana 5 tabela 54, s-a calculat produsul dintre aceste mărimi; făcînd raportul dintre suma din co-

Tabela 54

Axa	Elementul de construcție	Distanța de la elementul de construcție pînă la axa de margine, x_i sau y_i cm	Rigiditatea elementului de construcție $c_i \cdot 10^6$ kgf/cm	$c_i \cdot x_i \cdot 10^6$ sau $c_i \cdot y_i \cdot 10^6$ kgf	Distanța de la elementul de construcție pînă la centrul de rigiditate a_i cm	$c_i \cdot a_i^2 \cdot 10^8$ kgfcm $K\varphi_i = \sum_i c_i a_i^2$
			Nivelul I			
1	Cadru	0	0,0818	0	−1 415	1 650
1	2 panouri de perete	0	2 × 0,244	0	−1 415	9 800
2	Cadru	360	0,0818	29,5	−1 055	912
3	Cadru	720	0,0818	59	−695	395
4	Cadru	1 080	0,0818	88,6	−335	91,6
4	2 panouri de perete despărțitor	1 080	2 × 0,0576	124,5	−335	129,2
5	Cadru	1 440	0,0818	118	25	0,5
5	2 panouri de perete despărțitor	1 440	2 × 0,0576	166	25	0,7
6	Cadru	1 800	0,0818	147,5	385	121
7	Cadru	2 160	0,0818	177	745	454
8	Cadru	2 520	0,0818	206	1 105	1 000
8	2 panouri de perete despărțitor	2 520	2 × 0,0576	292	1 105	1 410
9	Cadru	2 880	0,0818	236	1 465	1 760
10	Cadru	3 240	0,0818	265	1 825	2 720
11	Cadru	3 600	0,0818	295	2 185	3 910
11	2 panouri de perete despărțitor	3 600	2 × 0,0576	415	2 185	5 520
			$\Sigma = 1,8486$	$\Sigma = 2\,619,1$		
A	Cadru	0	0,3		−790	1 870
A	10 panouri de perete	0	10 × 0,0222		−790	1 385
B	Cadru	640	0,252		−150	56,8
B	6 panouri de perete despărțitor	640	6 × 0,0404		−150	54,7
C	Cadru	940	0,252		150	56,6
C	6 panouri de perete despărțitor	940	6 × 0,0404		150	54,7
D	Cadru	1 580	0,3		790	1 870
D	10 panouri de perete	1 580	10 × 0,0222		790	1 385
						$\Sigma = 36\,607$
			Nivelul II			
1	Cadru	0	0,0585	0	−1 350	1 067
1	2 panouri de perete	0	2 × 0,245	0	−1 350	8 930
2	Cadru	360	0,0585	21	−990	575
3	Cadru	720	0,0585	42,1	−630	232
4	Cadru	1 080	0,0585	63,2	−270	42,7
4	2 panouri de perete despărțitor	1 080	2 × 0,058	125,4	−270	84,7
5	Cadru	1 440	0,0585	84,3	90	4,8
5	2 panouri de perete despărțitor	1 440	2 × 0,058	167	90	9,4
6	Cadru	1 800	0,0585	105	450	118,8

Tabela 54 (continuare)

Axa	Elementul de construcție	Distanța de la elementul de construcție pînă la axa de margine, x_i sau y_i cm	Rigiditatea elementului de construcție $c_i \cdot 10^6$ kgf/cm	$c_i \cdot x_i \cdot 10^6$ sau $c_i \cdot y_i \cdot 10^6$ kgf	Distanța de la elementul de construcție pînă la centrul de rigiditate a_i cm	$c_i \cdot a_i^2 \cdot 10^8$ kgfcm $K\varphi_i = \sum_i c_i a_i^2$
7	Cadru	2 160	0,0585	126	810	384
8	Cadru	2 520	0,0585	147,3	1 170	800
8	2 panouri de perete despărțitor	2 520	2 × 0,058	293	1 170	1 590
9	Cadru	2 880	0,0585	168,5	1 530	1 370
10	Cadru	3 240	0,0585	189,5	1 890	2 045
11	Cadru	3 600	0,0585	210,5	2 250	2 963
11	2 panouri de perete despărțitor	3 600	2 × 0,058	417,5	2 250	5 890
			$\Sigma = 1,5975$	$\Sigma = 2\,160,3$		
A	Cadru	0	0,3		−790	1 880
A	10 panouri de perete	0	10 × 0,0283		−790	1 770
B	Cadru	640	0,176		−150	39,6
B	6 panouri de perete despărțitor	640	6 × 0,0497		−150	67,1
C	Cadru	940	0,176		150	39,6
C	6 panouri de perete despărțitor	940	6 × 0,0497		150	67,1
D	Cadru	1 580	0,3		790	1 880
D	10 panouri de perete	1 580	10 × 0,0283		790	1 770
						$\Sigma = 33\,619,8$
			Nivelul III			
1	Cadru	0	0,0585	0	−1 310	1 070
1	2 panouri de perete	0	2 × 0,314	0	−1 310	11 510
2	Cadru	360	0,0585	21	−950	527
3	Cadru	720	0,0585	42,1	−590	202
4	Cadru	1 080	0,0585	63,1	−230	30,9
4	2 panouri de perete despărțitor	1 080	2 × 0,074	160	−230	78
5	Cadru	1 440	0,0585	84,3	130	9,9
5	2 panouri de perete despărțitor	1 440	2 × 0,074	213	130	25
6	Cadru	1 800	0,0585	105	490	140
7	Cadru	2 160	0,0585	126	850	423
8	Cadru	2 520	0,0585	147,3	1 210	855
8	2 panouri de perete despărțitor	2 520	2 × 0,074	373	1 210	2 160
9	Cadru	2 880	0,0585	168,5	1 570	1 440
10	Cadru	3 240	0,0585	189,5	1 930	2 180
11	Cadru	3 600	0,0585	210,5	2 290	3 080
11	2 panouri de perete despărțitor	3 600	2 × 0,074	532,5	2 290	7 770
			$\Sigma = 1,8635$	$\Sigma = 2\,435,9$		

Tabela 54 (continuare)

Axa	Elementul de construcție	Distanța de la elementul de construcție pînă la axa de margine, x_i sau y_i cm	Rigiditatea elementului de construcție $c_i \cdot 10^6$ kgf/cm	$c_i \cdot x_i \cdot 10^6$ sau $c_i \cdot y_i \cdot 10^6$ kgf	Distanța de la elementul de construcție pînă la centrul de rigiditate a_i cm	$c_i \cdot a_i^2 \cdot 10^8$ kgfcm $K\varphi_i = \sum_i c_i a_i^2$
A	Cadru	0	0,3		−790	1 870
A	10 panouri de perete	0	10 × 0,036		−790	2 250
B	Cadru	640	0,176		−150	39,6
B	6 panouri de perete despărțitor	640	6 × 0,0632		−150	85,3
C	Cadru	940	0,176		150	39,6
C	6 panouri de perete despărțitor	940	6 × 0,0632		150	85,3
D	Cadru	1 580	0,3		790	1 870
D	10 panouri de perete	1 580	10 × 0,036		790	2 250
						$\Sigma = 39\,940,$
			Nivelul IV			
1	Cadru	0	0,0585	0	−1 230	886
1	2 panouri de perete	0	2 × 0,515	0	−1 230	15 580
2	Cadru	360	0,0585	21	−870	443
3	Cadru	720	0,0585	42,1	−510	152
4	Cadru	1 080	0,0585	63,2	−150	13,2
4	2 panouri de perete despărțitor	1 080	2 × 0,121	262	−150	54,5
5	Cadru	1 440	0,585	84,3	210	25,8
5	2 panouri de perete despărțitor	1 440	2 × 0,121	348	210	107
6	Cadru	1 800	0,0585	105	570	190
7	Cadru	2 160	0,0585	126	930	507
8	Cadru	2 520	0,0585	147,3	1 290	975
8	2 panouri de perete despărțitor	2 520	2 × 0,121	610	1 290	4 040
9	Cadru	2 880	0,0585	168,5	1 650	1 590
10	Cadru	3 240	0,0585	189,5	2 010	2 360
11	Cadru	3 600	0,0585	210,5	2 370	3 285
11	2 panouri de perete despărțitor	3 600	2 × 0,121	870	2 370	13 600
			$\Sigma = 2,6415$	$\Sigma = 3\,247,4$		
A	Cadru	0	0,3		−790	1 880
A	10 panouri de perete	0	10 × 0,062		−790	3 870
B	Cadru	640	0,175		−150	39,4
B	6 panouri de perete despărțitor	640	6 × 0,109		−150	147
C	Cadru	940	0,175		150	39,4
C	6 panouri de perete despărțitor	940	6 × 0,109		150	147
D	Cadru	1 580	0,3		790	1 880
D	10 panouri de perete	1 580	10 × 0,062		790	3 870
						$\Sigma = 55\,681,3$

loana 5 și aceea din coloana 4, se află poziția centrului de rigiditate al elementelor de construcție situate la primul nivel

$$x_{r1} = \frac{\sum_i c_i x_i}{\sum_i c_i} = \frac{2619{,}1}{1{,}8486} = 1\,415 \text{ cm} = 14{,}15 \text{ m}.$$

Analog cu procedeul aplicat pentru elementele de construcție de pe direcția transversală, se determină rigiditățile celor de pe direcția longitudinală. Astfel, rigiditatea panoului de perete longitudinal exterior:

$$c_{p.p} = 0{,}25\, T_{p.p} \frac{c_{s1}}{T_s} = 10\,380 \frac{0{,}25}{128\,900 \cdot 9{,}06 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0222 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor longitudinal:

$$c_{p.d} = 4\,715 \frac{1}{128\,900 \cdot 9{,}06 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0404 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal de margine:

$$c_{c.m} = 35\,000 \frac{1}{128\,900 \cdot 9{,}06 \cdot 10^{-7}} = 0{,}3 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal interior:

$$c_{c.i} = 29\,450 \frac{1}{128\,900 \cdot 9{,}06 \cdot 10^{-7}} = 0{,}252 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Rigiditățile de mai sus sînt indicate pe planul clădirii (v. fig. 244) și sînt trecute în coloana 4 din tabela 54.

În coloana 6 din aceeași tabelă sînt date distanțele dintre diferitele elemente de construcție și centrul de rigiditate (a_x sau a_y); în coloana 7 s-au calculat produsele ca_x^2 (ca_y^2) a căror sumă exprimă rigiditatea unghiulară a construcției.

Rigiditatea unghiulară a clădirii la nivelul planșeului de peste parter este

$$K_{\varphi l} = \sum_{l=l}^{n_1} c_{xi} a_{xi}^2 + \sum_{l=l}^{n_1} c_{yi} a_{yi}^2 = 36\,607 \cdot 10^8 \text{ kgfcm}.$$

Pentru determinarea rigidității unghiulare a nivelului al doilea, se află rigiditățile elementelor de construcție de la acest nivel.

Rigiditatea panoului peretelui transversal exterior

$$c_{p.t} = T_{p.t} \frac{1}{T_s \delta_{s2}} = 42\,300 \frac{1}{111\,400 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}245 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor transversal:

$$c_{p.d} = 10\,000 \frac{1}{111\,400 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}058 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului transversal

$$c_{c.t} = \frac{c_{s2}}{11} = \frac{0{,}645 \cdot 10^6}{11} = 0{,}0585 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete longitudinal exterior

$$c_{p.p} = 0{,}25\, T_{p.p} \frac{1}{T_s \delta_{s2}} = 0{,}25 \cdot 10\,300 \frac{1}{86\,800 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0283 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor longitudinal

$$c_{p.d} = 4\,530 \frac{1}{86\,800 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0497 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal de margine:

$$c_{c.m} = 27\,400 \frac{1}{86\,800 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}301 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal interior:

$$c_{c.i} = 16\,000 \frac{1}{86\,800 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}176 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

În tabela 54 s-au făcut apoi calcule analoge cu acelea efectuate pentru primul nivel. Centrul de rigiditate al elementelor de construcție de la nivelul al doilea se află la distanța

$$x_{r2} = \frac{2\,160{,}3}{1{,}5975} = 1\,350 \text{ cm} = 13{,}5 \text{ m}$$

de axa *1*, iar rigiditatea unghiulară a nivelului al doilea este

$$K_{\varphi 2} = 33\,619{,}8 \cdot 10^8 \text{ kgfcm}.$$

Rigiditatea unghiulară a construcției în dreptul planșeului de peste nivelul al doilea este

$$\left(\varphi_{c2} = \varphi_1 + \varphi_2 = \frac{1}{K_{\varphi 1}} + \frac{1}{K_{\varphi 2}}\right)$$

$$K_{\varphi c2} = \frac{1}{\varphi_{c2}} = \frac{K_{\varphi 1} K_{\varphi 2}}{K_{\varphi 1} + K_{\varphi 2}} = \frac{36\,607 \cdot 10^8 \cdot 33\,619{,}8 \cdot 10^8}{36\,607 \cdot 10^8 + 33\,619{,}8 \cdot 10^8} = 17\,530 \cdot 10^8 \text{ kgf/cm}.$$

Pentru determinarea rigidității unghiulare a nivelului al treilea se află rigiditățile elementelor de construcție de la acest nivel.

Rigiditatea panoului de perete exterior transversal:

$$c_{p.c} = T_{p.c} \frac{1}{T_s \delta_{s3}} = 33\,800 \frac{1}{69\,600 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}314 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor transversal

$$c_p = 7\,970 \frac{1}{69\,600 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}074 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului transversal

$$c_{ct} = \frac{c_{s3}}{11} = \frac{0{,}645 \cdot 10^6}{11} = 0{,}0585 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete exterior longitudinal

$$c_{p.l} = 0{,}25\, T_{p.l} \frac{1}{T_s \delta_{ss}} = 7\,900 \frac{0{,}25}{52\,400 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}036 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor longitudinal

$$c_{p.d} = 3\,470 \frac{1}{52\,400 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}0632 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal de margine

$$c_{c.m} = 16\,500 \frac{1}{52\,400 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}3 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului interior longitudinal

$$c_{c.i} = 9\,700 \frac{1}{52\,400 \cdot 10{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}176 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Calculele necesare pentru determinarea poziției centrului de rigiditate și a rigidității unghiulare a etajului sînt date în tabela 54.

$$x_{r3} = \frac{2435{,}9}{1{,}8635} = 1\,310 \text{ cm} = 13{,}1 \text{ m}, \quad K_{\varphi 3} = 39\,940{,}6 \text{ kgf/cm}.$$

Rigiditatea unghiulară a întregii construcții în dreptul planșeului de peste nivelul al treilea

$$K_{\varphi c3} = \frac{K_{\varphi 3} K_{\varphi c_2}}{K_{\varphi 3} + K_{\varphi c_2}} = \frac{39\,940{,}6 \cdot 10^8 \cdot 17\,530 \cdot 10^8}{39\,940{,}6 \cdot 10^8 + 17\,530 \cdot 10^8} = 12\,160 \cdot 10^8 \text{ kgf/cm}.$$

Se determină rigiditățile elementelor de construcție de la nivelul al patrulea.

Rigiditatea panoului de perete exterior transversal

$$c_{p.c} = T_{p.c} \frac{1}{T_s \delta_{s4}} = 20\,400 \frac{1}{25\,700 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}515 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor transversal

$$c_p = 4\,810 \frac{1}{25\,700 \cdot 15{,}5 \cdot 10^{-7}} = 0{,}121 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului transversal

$$c_{c.t} = \frac{c_{s4}}{11} = \frac{0{,}645 \cdot 10^6}{11} = 0{,}0585 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete longitudinal exterior

$$c_{p.e} = 0{,}25\ T_{p.e}\frac{1}{T_s\,\delta_{s4}} = 4\,500\frac{0{,}25}{17\,300\cdot 10{,}5\cdot 10^{-7}} = 0{,}062\cdot 10^6\ \text{kgf/cm};$$

rigiditatea panoului de perete despărțitor longitudinal

$$c_{p.l} = 1\,975\frac{1}{17\,300\cdot 10{,}5\cdot 10^{-7}} = 0{,}109\cdot 10^6\ \text{kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului longitudinal de margine

$$c_{c.m} = 5\,470\frac{1}{17\,300\cdot 10{,}5\cdot 10^{-7}} = 0{,}301\cdot 10^6\ \text{kgf/cm};$$

rigiditatea cadrului interior longitudinal

$$c_{c.i} = 3\,180\frac{1}{1\,730\cdot 10{,}5\cdot 10^{-7}} = 0{,}175\cdot 10^6\ \text{kgf/cm}.$$

Centrul de greutate (v. tabela 54) se află, față de axa *1*, la distanța

$$x_{r4} = \frac{3247{,}4}{2{,}6415} = 1\,230\ \text{cm} = 12{,}3\ \text{m};$$

rigiditatea unghiulară a etajului este

$$K_{\varphi 4} = 55\,681{,}3\ \text{kgfcm}.$$

Rigiditatea unghiulară a clădirii în dreptul planșeului de peste nivelul al patrulea :

$$K_{\varphi c4} = \frac{K_{\varphi 4}\,K_{\varphi c_3}}{K_{\varphi 4} + K_{\varphi c_3}} = \frac{55\,681{,}3\cdot 10^8\cdot 12\,160\cdot 10^8}{55\,681{,}3\cdot 10^8 + 12\,160\cdot 10^8} = 10\,000\cdot 10^8\ \text{kgfcm}.$$

b) *Determinarea centrului maselor etajelor*

După cum rezultă din planul clădirii, greutatea elementelor acesteia și încărcarea utilă sînt distribuite aproape uniform pe lungime și lățime și în consecință, se poate admite că centrul maselor se află îa mijlocul clădirii.

Nesimetria maselor se datorește distribuției nesimetrice a elementelor transversale de umplutură. Determinăm poziția centrului maselor în dreptul planșeului de peste nivelul al doilea ($Q_2 = 728$ tf).

Greutatea celor două panouri de umplutură ale peretelui transversal exterior, este de 34 tf.

Greutatea celor două panouri de pereți transversali este $2\cdot 6{,}05\cdot 3{,}1\times$ $\times\ 0{,}25 = 9{,}38$ tf.

Distanța de la centrul de greutate pînă la axa *1-1*

$$x_{c.g} = \frac{\sum\limits_i Q_i x_i}{\sum\limits_i Q_i} =$$

$$= \frac{(728 - 34 - 9{,}38\cdot 4)\,18 + 34\cdot 0 + 9{,}38\cdot 10{,}8 + 9{,}38\cdot 14{,}4 + 9{,}38\cdot 25{,}2 + 9{,}38\cdot 36}{728} =$$

$$= 17{,}3\ \text{m}.$$

Deoarece distribuția pereților este aceeași la toate nivelurile, se admite că centrul maselor la toate celelalte niveluri se află la aceeași distanță față de axa *1-1*.

c) *Determinarea eforturilor din elementele de construcție, provenite din rotirea clădirii și valoarea totală a eforturilor*

Ținînd seama de rotirea construcției, forța tăietoare de calcul de la nivelul k, a elementului de construcție situat la distanța a_i de centrul de rigiditate, se determină cu formula (III.63)

$$T'_{ki} = T_{ki} \pm \frac{c_i a_i}{K_{\varphi k}} \sum_{j=k}^{n} S_j d_{kj}.$$

Primul termen reprezintă forța tăietoare a elementului de construcție, în ipoteza neglijării rotirii clădirii. Termenul al doilea reprezintă efortul produs de rotirea clădirii, iar expresia $\frac{1}{K_{\varphi k}} \sum_{j=k}^{n} S_j d_{kj}$ exprimă unghiul de rotire a planșeului de peste nivelul k, față de planșeul imediat inferior. Calculul după această formulă este dat în tabela 55. În coloana 8 se dau forțele ori-

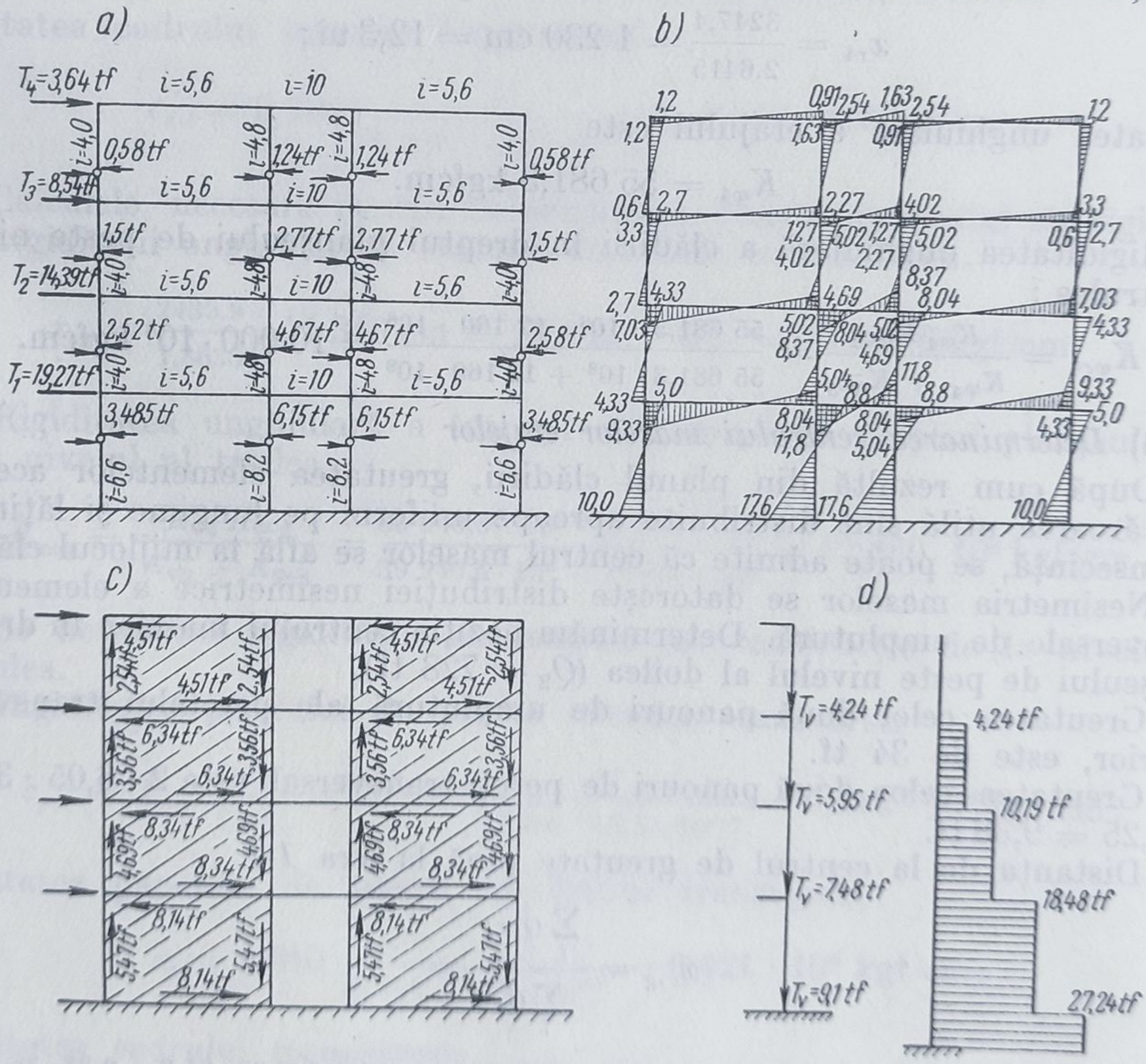


Fig. 245. Cadrul transversal după axa *1-1*:
a, *b* — diagrama momentelor încovoietoare; *c* — forțele tăietoare care se transmit de la umplutură la elementele cadrului, în secțiunile de pe reazeme; *d* — forțele verticale care se transmit la stîlpul de margine de la panourile de umplutură și diagrama respectivă.

zontale de calcul care se aplică elementelor de construcție ale clădirii (cadrelor și zidăriei de umplutură).

Comparînd forțele orizontale de calcul care se aplică panourilor de umplutură cu capacitatea portantă a acestora calculată anterior, se constată că aceasta este suficientă pentru a prelua eforturile.

Cadrele scheletului de rezistență trebuie, de asemenea, să fie capabile de a prelua forțele orizontale de calcul. În fig. 245, se dă ca exemplu diagrama de momente încovoietoare, produsă de forțele orizontale, a cadrului din axa *1-1*; totodată se arată forțele tăietoare care se transmit la elementele cadrului de la panourile de umplutură.

Calculul clădirii s-a făcut în ipoteza că planșeele se comportă în planul lor ca niște diagrame rigide nedeformabile. Pentru a satisface această condiție, rigiditatea și rezistența planșeelor trebuie să corespundă eforturilor respec-

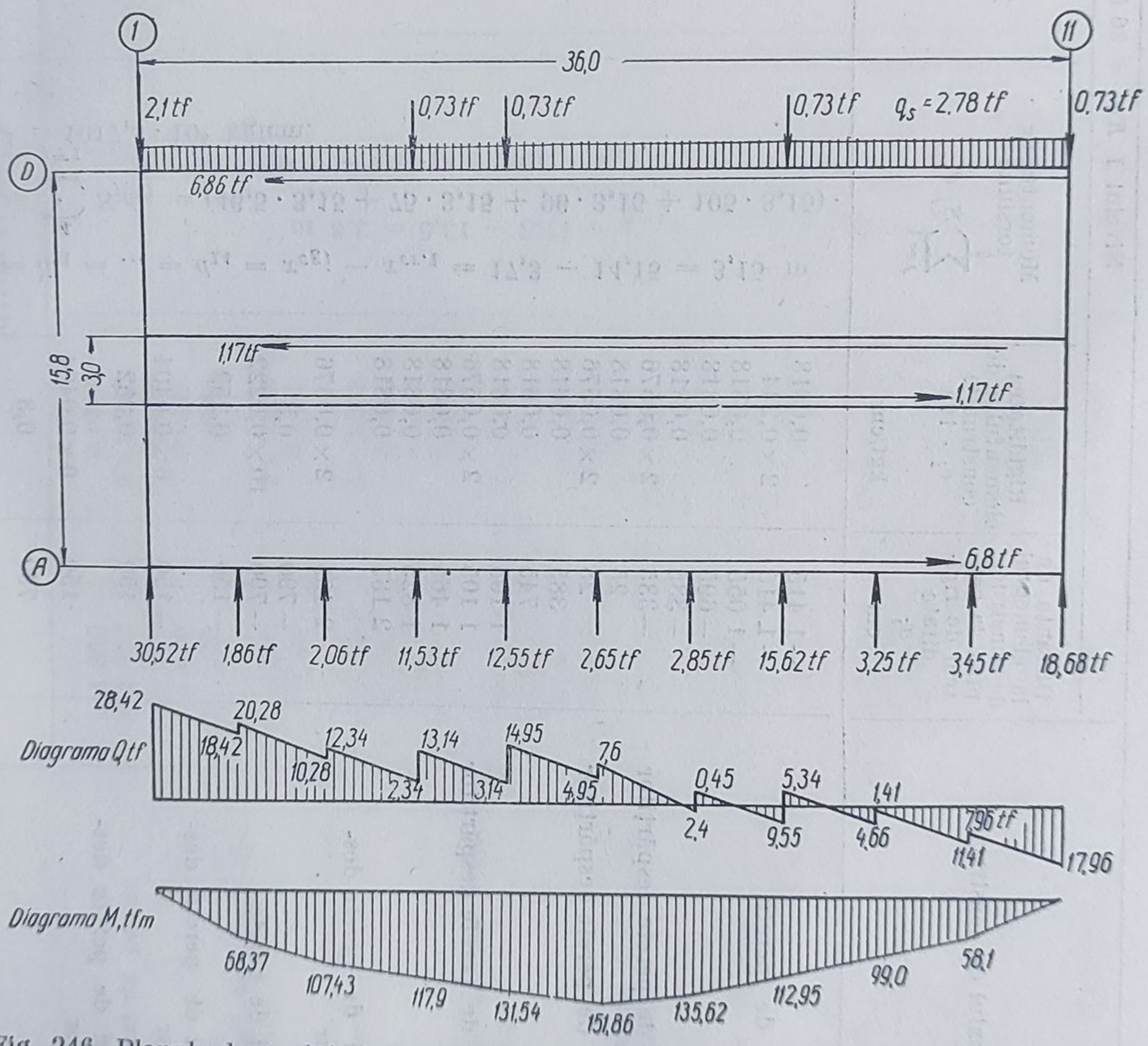


Fig. 246. Planul planșeului de peste nivelul al patrulea și diagramele de forțe tăietoare și momente încovoietoare.

tive. Ca exemplu în fig. 246 s-a construit diagrama de momente încovoietoare și de forțe tăietoare a planșeului de peste nivelul al patrulea, în care aceste eforturi au, în general, valori maxime. După cum rezultă din figură,

Axa	Elementul de construcție	Nivelul I $K\varphi_1 = 36\,607\,10^8$ kgfcm					
		Distanța de la elementul de construcie pînă la centrul de rigiditate a_i cm	Rigiditatea elementului de construcție $c_i \cdot 10^6$ kgf/cm	Momentul de torsiune $\sum_{j=1}^{4} S_j d_{1j}$	Efortul suplimentar din rotire tf	Efortul cu neglijarea rotirii T_{1i} tf	Efortul total T'_{1i} tf
1	Cadru	−1 415	0,0818	$d_{1j} = d_{11} = \ldots = d_{14} = x_{cgj} - x_{cr.1} = 17{,}3 - 14{,}15 = 3{,}15$ m	−3,24	14,3	11,06
1	Panouri de perete	−1 415	2×0,244		−2×9,57	2×42,6	2×33,03
2	Cadru	−1 055	0,0818		−2,35	14,3	11,95
3	Cadru	−695	0,0818		−1,6	14,3	12,7
4	Cadru	−335	0,0818		−0,78	14,3	13,52
4	Panouri de perete despărțitor	−335	2×0,0576		−2×0,56	2×10,04	2×9,48
5	Cadru	25	0,0818		0,06	14,3	14,36
5	Panouri de perete despărțitor	25	2×0,0576		2×0,04	2×10,4	2×10,8
6	Cadru	385	0,0818		0,88	14,3	15,18
7	Cadru	745	0,0818		1,69	14,3	15,99
8	Cadru	1 105	0,0818		2,52	14,3	16,82
8	Panouri de perete despărțitor	1 105	2×0,0576		2×1,77	2×10,04	2×11,81
9	Cadru	1 465	0,0818		3,33	14,3	17,63
10	Cadru	1 825	0,0818		4,15	14,3	18 45
11	Cadru	2 185	0,0818		4,97	14,3	19,27
11	Panouri de perete despărțitor	2 185	2×0,0576		2×3,5	2×10,04	2×13,54
A	Cadru	−790	0,3		−6,58	—	—
A	Panouri de perete	−790	10×0,0222		−10×0,484	—	—
B	Cadru	−150	0,252		−1,05	—	—
B	Panouri de perete despărțitor	−150	6×0,0404		−6×0,17	—	—
C	Cadru	150	0,252		1,05	—	—
C	Panouri de perete despărțitor	150	6×0,0404		6×0,17	—	—
D	Cadru	790	0,3		6,58	—	—
D	Panouri de perete	790	10×0,0222		10×0,484	—	—
				$M_1 = \sum_{j=1}^{4} S_j d_{1j} = (46{,}5 \cdot 3{,}15 + 75 \cdot 3{,}15 + 96 \cdot 3{,}15 + 105 \cdot 3{,}15) \cdot 10^5 = 1017{,}5 \cdot 10^5$ kgfcm.	$\Sigma = 0$		

		Nivelul II $K\varphi_2 = 33\,619{,}8 \cdot 10^8$ kgfcm					
1	Cadru	−1 350	0,0585		−2,59	10,15	7,56
1	Panouri de perete	−1 350	2×0,245		−2×10,06	2×42,3	2×32,24
2	Cadru	−990	0,0585		−1,9	10,15	8,25
3	Cadru	−630	0,0585		−1,22	10,15	8,93
4	Cadru	−270	0,0585		−0,54	10,15	9,61
4	Panouri de perete despărţitor	−270	2×0,058		−2×0,5	2×10	2×9,5
5	Cadru	90	0,0585		0,14	10,15	10,29
5	Panouri de perete despărţitor	90	2×0,058		2×0,13	2×10	2×10,13
6	Cadru	450	0,0585		0,82	10,15	10,97
7	Cadru	810	0,0585		1,5	10,15	11,65
8	Cadru	1 170	0,0585		2,19	10,15	12,34
8	Panouri de perete despărţitor	1 170	2×0,058		2×2,01	2×10	2×12,01
9	Cadru	1 530	0,0585		2,88	10,15	13,03
10	Cadru	1 890	0,0585		3,56	10,15	13,71
11	Cadru	2 250	0,0585		4,24	10,15	14,39
11	Panouri de perete despărţitor	2 250	2×0,058		2×3,88	2×10	2×13,88
A	Cadru	−790	0,3		−7,42	—	—
A	Panouri de perete	−790	10×0,0283		−10×0,7	—	—
B	Cadru	−150	0,176		−0,825	—	—
B	Panouri de perete despărţitor	−150	6×0,0497		−6×0,233	—	—
C	Cadru	150	0,176		0,825	—	—
C	Panouri de perete despărţitor	150	6×0,0497		6×0,233	—	—
D	Cadru	790	0,3		7,42	—	—
D	Panouri de perete	790	10×0,0283		10×0,7	—	—
					$\Sigma = 0$		

$d_{2j} = d_{22} = \ldots = d_{21} = x_{cgj} - x_{cr\cdot 2} = 17{,}3 - 13{,}5 = 3{,}8$ m

$M_2 = \sum_{j=2}^{1} S_j d_{2j} = (75 \cdot 3{,}8 + 96 \cdot 3{,}8 + 105 \cdot 3{,}8) \cdot 10^5 = 1\,050 \cdot 10^5$ kgfcm.

Tabela 55 (continuare)

Axa	Elementul de construcție	Nivelul III $K\varphi_3 = 39\,940{,}6 \cdot 10^8$ kgfcm					
		Distanța de la elementul de construcție pînă la centrul de rigiditate a_i cm	Rigiditatea elementului de construcție $c_i\,10^6$ kgf/cm²	Momentul de torsiune $\sum_{j=1}^{4} S_j d_{3j}$	Efortul suplimentar din rotire tf	Efortul cu neglijarea rotirii T_{3i} tf	Efortul total T'_{3i} tf
1	Cadru	−1 310	0,0585		−1,73	6,34	4,92
1	Panouri de perete	−1 310	2×0,314		−2×8,6	2×33,8	2×26,7
2	Cadru	−950	0,0585		−1,25	6,34	5,28
3	Cadru	−590	0,0585		−0,79	6,34	5,64
4	Cadru	−230	0,0585		−0,31	6,34	6
4	Panouri de perete despărțitor						
5	Cadru	−230	2×0,074		−2×0,37	2×7,97	2×7,68
5	Panouri de perete despărțitor	130	0,0585		0,15	6,34	6,37
6	Cadru	130	2×0,074		2×0,18	2×7,97	2×8
7	Cadru	490	0,0585		0,63	6,34	6,73
8	Cadru	850	0,0585		1,1	6,34	7,09
8	Panouri de perete despărțitor	1 210	0,0585		1,57	6,34	7,45
9	Cadru	1 210	2×0,074		2×1,84	2×7,97	2×9,27
10	Cadru	1 570	0,0585		2,04	6,34	7,81
11	Cadru	1 930	0,0585		2,52	6,34	8,17
11	Panouri de perete despărțitor	2 290	0,0585		2,98	6,34	8,54
A	Cadru	2 290	2×0,074		2×3,5	2×7,97	2×10,54
A	Panouri de petrete	−790	0,3		−5,02	—	—
B	Cadru	−790	10×0,036		−10×0,603	—	—
B	Panouri de perete despărțitor	−150	0,176		−0,56	—	—
C	Cadru	−150	6×0,0632		−6×0,2		
C	Panouri de perete despărțitor	150	0,176		0,56	—	—
D	Cadru	150	6×0,0632		6×0,2	—	—
D	Panouri de perete	790	0,3		5,02	—	—
		790	10×0,036		10×0,603	—	—
					Σ = 0		

$d_{3j} = d_{33} = d_{34} = x_{c3j} - x_{cr3} = 17{,}3 - 1{,}13 = 4{,}2$ m

$M_z = \sum_{j=3}^{4} S_j d_{3j} = (96 \cdot 4{,}2 + 105 \cdot 4{,}2)10^5 = 845 \cdot 10^5$ kgfcm

		Nivelul IV $K_{\varphi_4} = 55\ 681{,}3 \cdot 10^8$ kgfcm					
1	Cadru	−1 230	0,0585		−0,68	2,34	1,66
1	Panouri de perete	−1 230	2×0,515		−2×5,97	2×20,4	2×14,43
2	Cadru	−870	0,0585		−0,48	2,34	1,86
3	Cadru	−510	0,0585		−0,28	2,34	2,06
4	Cadru	−150	0,0585		−0,09	2,34	2,25
4	Panouri de perete despărțitor	−150	2×0,121		−2×0,17	2×4,81	2×4,64
5	Cadru	210	0,0585		0,11	2,34	2,45
5	Panouri de perețe despărțitor	210	2×0,121		2×0,24	2×4,81	2×5,05
6	Cadru	570	0,0585		0,31	2,34	2,65
7	Cadru	930	0,0585		0,51	2,34	2,85
8	Cadru	1290	0,0585		0,71	2,34	3,05
8	Panouri de perete despărțitor	1290	2×0,121		2×1,475	2×4,81	2×6,285
9	Cadru	1 650	0,0585		0,91	2,34	3,25
10	Cadru	2 010	0,0585		1,11	2,34	3,45
11	Cadru	2 370	0,0585		1,3	2,34	3,64
11	Panouri de perete despărțitor	2 370	2×0,121		2×2,71	2×4,81	2×7,52
A	Cadru	−790	0,3		−2,24		
A	Panouri de perete	−790	10×0,062		−10×0,462	—	—
B	Cadru	−150	0,175		−0,248	—	—
B	Panouri de perete despărțitor	−150	6×0,109		−6×0,154	—	—
C	Cadru	150	0,175		0,248	—	—
C	Panouri de perete despărțitor	150	6×0,109		6×0,154	—	—
D	Cadru	790	0,3		2,24	—	—
D	Panouri de perete	790	10×0,062		10×0,462	—	—
					$\Sigma = 0$		

$$d_{4j} = d_{44} = x_{cg} - x_{cr_4} = 17{,}3 - 12{,}3 = 5 \text{ m}$$

$$M_4 = \sum_{j=4}^{4} S_j\, d_{4j} = 105 \cdot 5 \cdot 10^5 = 525 \cdot 10^5 \text{ kgfcm}$$

atît valorile momentului încovoietor (151,86 tf), cît și acelea ale forței tăietoare (28,42 tf), care acționează în planul planșeului, sînt destul de mari și pentru preluarea lor planșeul trebuie să fie bine monolitizat.

Influența degradării zidăriei de umplutură

În mod obișnuit se consideră că porțiunile degradate ale zidăriei de umplutură nu sînt capabile de a prelua încărcările orizontale. Totodată, așa cum rezultă din calculele făcute anterior cu privire la distribuția forțelor seismice, panourilor degradate ale pereților exteriori longitudinali, le revine o bună parte a încărcării seismice care acționează asupra clădirii pe direcția longitudinală. Astfel, de exemplu, la nivelul parterului, forța tăietoare este $T_1 = 407{,}2$ tf, iar panourilor de pereți exteriori le revine forța tăietoare egală cu $20 \times 10{,}38 = 207{,}6$ tf , adică peste 50% din T_1. La nivelul al patrulea, zidăria de umplutură a pereților exteriori preia o parte și mai mare a forței tăietoare $T_4 = 131$ tf și anume : $20 \times 4{,}5 = 90$ tf. Astfel, încărcarea seismică care revine porțiunii de umplutură care suferă degradări este foarte mare și datorită faptului că ea tebuie preluată de alte elemente de construcție mai rezistente, eforturile calculate mai sus din acestea din urmă pot să crească sensibil, iar rezistența elementelor de construcție respective trebuie verificată și la aceste eforturi majorate.

Să procedăm la redistribuirea încărcării seismice aplicată construcției pe direcția longitudinală, ținînd seama de degradarea zidăriei de umplutură, precum și de faptul că o dată cu degradarea umpluturii se micșorează rigiditatea clădirii, precum și intensitatea încărcării seismice.

Conform formulei (37) de la cap. III, forța seismică care acționează asupra clădirii a cărei zidărie de umplutură a fost degradată, se determină în funcție de raportul dintre rigiditatea clădirii cu zidărie de umplutură degradată și rigiditatea clădirii cu zidărie de umplutură nedegradată; rigiditatea elementelor degradate poate fi luată, cu aproximație, egală cu 25% din rigiditatea sa inițială.

Rigiditatea construcției poate fi exprimată prin inversul deplasării capătului său superior sub acțiunea unei forțe unitare. Astfel, rigiditatea pe direcție longitudinală a clădirii considerate în ipoteza că zidăria de umplutură este nedegradată, este :

$$c_n = \frac{1}{\delta_{44}} = \frac{1}{14{,}22 \cdot 10^{-7}} = 0{,}703 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Utilizînd calculele de la pag. 412 și 413 rezultă că deplasarea planșeului de peste ultimul nivel, ținînd seama de micșorarea rigidității umpluturii degradate, este :

$$\delta'_{44} = \frac{430^2}{(12 \cdot 17 + 0{,}25 \cdot 20 \cdot 9{,}8 + 12 \cdot 8{,}25)\, 10^9} +$$

$$+ 3\,\frac{360^2}{(12 \cdot 10{,}28 + 0{,}25 \cdot 20 \cdot 8{,}2 + 12 \cdot 6{,}9)\, 10^9} = 2{,}1 \cdot 10^{-6} \text{ cm/kgf},$$

de unde rigiditatea clădirii degradate este

$$c_d = \frac{1}{\delta'_{44}} = \frac{1}{2{,}1 \cdot 10^{-6}} = 0{,}476 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}.$$

Coeficientul a din formula (III.37) este:

$$a = \frac{c_d}{c_n} = \frac{0{,}476}{0{,}703} = 0{,}677.$$

Încărcarea seismică a clădirii pe direcția longitudinală, ținînd seama de micșorarea rigidității sale (diagrama forțelor tăietoare T) este

$$T'_4 = (0{,}2 + 0{,}8 \cdot 0{,}677)\, 131 = 0{,}742 \cdot 131 = 97{,}2 \text{ tf};$$
$$T'_3 = 0{,}742 \cdot 252 = 187 \text{ tf};$$
$$T'_2 = 0{,}742 \cdot 347{,}2 = 258 \text{ tf};$$
$$T'_1 = 0{,}724 \cdot 407{,}45 = 302 \text{ tf};$$

Distribuirea încărcării seismice obținute se poate face calculînd eforturile din panouri și pereți despărțitori, cu formula (2) de la cap. V sau proporțional cu rigiditatea, indicată în tabela 55, a elementelor de construcție care lucrează pe direcția longitudinală. Deoarece rezultatele ambelor calcule sînt practic identice, utilizăm cel de al doilea procedeu, acesta fiind mai simplu.

Distribuția încărcării seismice la nivelul primului etaj, rigiditatea totală a acestuia fiind:

$$c_1 = (20 \cdot 0{,}0222 + 12 \cdot 0{,}0404 + 2 \cdot 0{,}3 + 2 \cdot 0{,}252)\, 10^6 = 2{,}034 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm};$$

încărcarea panoului de perete despărțitor

$$T_{p.d} = \frac{302}{2{,}034 \cdot 10^6}\, 0{,}0404 \cdot 10^6 = 6 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c.m} = \frac{302}{2{,}034 \cdot 10^6}\, (0{,}3 + 10 \cdot 0{,}0222)\, 10^6 = 77{,}5 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c.i} = \frac{302}{2{,}034 \cdot 10^6}\, 0{,}252 \cdot 10^6 = 37{,}5 \text{ tf}.$$

Distribuția încărcării seismice în dreptul nivelului al doilea, a cărui rigiditate totală este:

$$c_2 = (20 \cdot 0{,}0283 + 12 \cdot 0{,}0497 + 2 \cdot 0{,}3 + 2 \cdot 0{,}176)\, 10^6 = 2{,}117 \cdot 10^6 \text{kgf/cm};$$

încărcarea panoului de perete despărțitor

$$T_{p.d} = \frac{258}{2{,}117 \cdot 10^6}\, 0{,}0497 \cdot 10^6 = 6{,}05 \text{ tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c.m} = \frac{252}{2{,}117 \cdot 10^6}(0{,}3 + 10 \cdot 0{,}0283)\,10^6 = 71{,}2\ \text{tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c.i} = \frac{252}{2{,}177 \cdot 10^6}\,0{,}176 \cdot 10^6 = 21{,}5\ \text{tf}.$$

Distribuția încărcării seismice în dreptul nivelului al treilea, a cărui rigiditatea totală este

$$c_3 = (20 \cdot 0{,}036 + 12 \cdot 0{,}0632 + 2 \cdot 0{,}3 + 2 \cdot 0{,}176)10^6 = 2{,}43 \cdot 10^6\ \text{kgf/cm};$$

încărcarea panoului de perete despărțitor

$$T_{p.d} = \frac{187}{2{,}43 \cdot 10^6}\,0{,}0632 \cdot 10^6 = 4{,}86\ \text{tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c.m} = \frac{187}{2{,}43 \cdot 10^6}(0{,}3 + 10 \cdot 0{,}036)\,10^6 = 50{,}8\ \text{tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c.i} = \frac{187}{2{,}43 \cdot 10^6}\,0{,}176 \cdot 10^6 = 13{,}6\ \text{tf}.$$

Distribuția încărcării seismice la nivelul al patrulea a cărui rigiditate totală este:

$$c_4 = (20 \cdot 0{,}062 + 12 \cdot 0{,}109 + 2 \cdot 0{,}3 + 2 \cdot 0{,}176)10^6 = 3{,}494 \cdot 10^6\ \text{kgf/cm};$$

încărcarea panoului de perete despărțitor

$$T_{p.d} = \frac{97{,}2}{3{,}494 \cdot 10^6}\,0{,}109 \cdot 10^6 = 3{,}04\ \text{tf};$$

încărcarea cadrului de margine

$$T_{c.m} = \frac{97{,}2}{3{,}494 \cdot 10^6}(0{,}3 + 10 \cdot 0{,}062)10^6 = 25{,}6\ \text{tf};$$

încărcarea cadrului interior

$$T_{c.i} = \frac{97{,}2}{3{,}494 \cdot 10^6}\,0{,}176 \cdot 10^6 = 4{,}9\ \text{tf}.$$

Încărcările elementelor de construcție obținute astfel sînt mult mai mari decît acelea calculate anterior. Astfel, încărcarea cadrelor de margine a crescut de două ori la primul nivel și de cinci ori la ultimul nivel; încărcarea maximă a panourilor de pereți despărțitori a crescut de 1,5 ori, însă rezistența lor este suficientă pentru a prelua și această încărcare majorată

$$T_{pd} = 6\,050 < [T_{p.d.cap}] = 7\,730\ \text{kgf}.$$

Exemplul 10. Să se determine încărcarea seismică a unui coș de fum din beton armat cu înălțimea $H = 180$ m, care se construiește într-o regiune cu seismicitatea de gradul 7. Coșul se execută din beton marca 250 ($E_b^n = 2{,}8 \cdot 10^6$ tf/m^2). Căptușeala coșului se execută din cărămidă de diatomit. Zidăria de căptușeală reazemă pe inelele în consolă ale coșului de beton armat. În spațiul dintre corpul coșului și căptușeală se introduc saltele de vată minerală. Capul coșului, cu înălțimea de 10 m, se execută din cărămidă antiacidă, cu mortar antiacid și se armează cu armătură verticală care se leagă de mustățile porțiunii de beton armat a coșului; la exterior zidăria este prevăzută cu inele de strîngere metalice.

O secțiune schematică făcută prin coș este arătată în fig. 247. Terenul de fundație a coșului este alcătuit din argilă nisipoasă compactă, cu pietriș al cărui coeficient de compresiune elastică uniformă este $C_z = 6\,000$ tf/m^3. Fundația din beton armat este de formă circulară cu diametrul de 28 m.

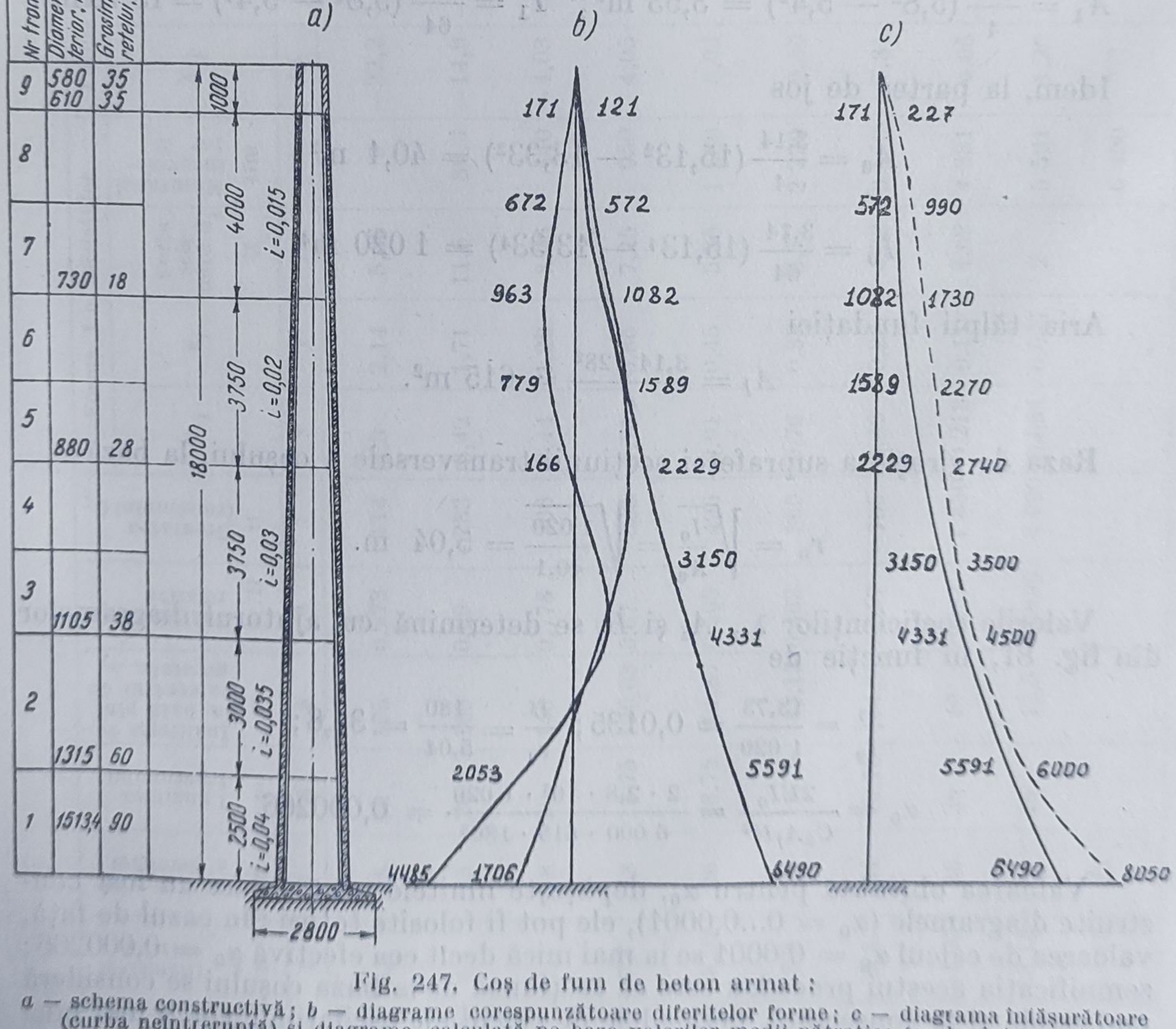


Fig. 247. Coș de fum de beton armat:

a — schema constructivă; *b* — diagrame corespunzătoare diferitelor forme; *c* — diagrama înfășurătoare (curba neîntreruptă) și diagrama calculată pe baza valorilor medii pătratice (curba întreruptă).

Pentru determinarea forțelor seismice care acționează asupra coșului, acesta se împarte pe înălțime în 9 tronsoane, admițînd că greutatea fiecărui tronson este concentrată la mijlocul înălțimii sale. Pentru a ușura calculul, limitele tronsoanelor corespund cu cotele la care se produce variația fructului coșului. În coloana 4, tabela 56, se dau lungimile tronsoanelor, iar în coloana 5 se dau înălțimile h_j de la baza coșului pînă la punctul de aplicație al greutăților concentrate Q_j. Greutățile tronsoanelor s-au calculat ținînd seama și de căptușeală și valorile lor sînt date în coloana 7.

Perioadele și formele oscilațiilor libere se determină cu formulele (III.45) și (III.46). Ținînd seama de structura căptușelii, se consideră că aceasta nu are influență asupra rigidității coșului și în consecință, se va ține seama numai de masa ei.

Determinarea caracteristicilor geometrice necesare pentru utilizarea formulelor amintite :

aria secțiunii transversale a coșului la partea superioară și momentul de inerție respectiv :

$$A_1 = \frac{3,14}{4}(5,8^2 - 5,4^2) = 3,53 \text{ m}^2; \quad I_1 = \frac{3,14}{64}(5,8^4 - 5,4^4) = 13,73 \text{ m}^4.$$

Idem, la partea de jos

$$A_0 = \frac{3,14}{4}(15,13^2 - 13,33^2) = 40,1 \text{ m}^2;$$

$$I_0 = \frac{3,14}{64}(15,13^4 - 13,33^4) = 1\,020 \text{ m}^4.$$

Aria tălpii fundației

$$A_f = \frac{3,14 \cdot 28^2}{4} = 615 \text{ m}^2.$$

Raza de girație a suprafeței secțiunii transversale a coșului, la bază

$$r_0 = \sqrt{\frac{I_0}{A_0}} = \sqrt{\frac{1\,020}{40,1}} = 5,04 \text{ m}.$$

Valorile coeficienților λ_i, A_i și B_i se determină cu ajutorul diagramelor din fig. 81, în funcție de

$$\frac{I_1}{I_0} = \frac{13,73}{1\,020} = 0,0135; \quad \frac{H}{r_0} = \frac{180}{5,04} = 35,8;$$

$$\alpha_0 = \frac{2EI_0}{C_z A_f H^3} = \frac{2 \cdot 2,8 \cdot 10^6 \cdot 1\,020}{6\,000 \cdot 615 \cdot 180^3} = 0,000266.$$

Valoarea obținută pentru α_0, depășește limitele pentru care au fost construite diagramele ($\alpha_0 = 0...0,0001$), ele pot fi folosite totuși : în cazul de față, valoarea de calcul $\alpha_0 = 0,0001$ se ia mai mică decît cea efectivă $\alpha_0 = 0,000266$; semnificația acestui procedeu este că secțiunea de la baza coșului se consideră mai rigidă și în consecință, perioadele de calcul ale oscilațiilor vor fi mai mici

Tabela 56

Tronsonul	Diametrul exterior D m	Grosimea d a peretelui cm	Lungimea tronsonului m	Înălțimea de la bază pînă la centrul de greutate, h_j m	Înălțimea relativă h_j/H	Greutatea tronsonului Q_j tf	Forma I a oscilațiilor				Forma a II-a a oscilațiilor				Forma a III-a a oscilațiilor			
							X_{1j}	η_j	Forța seismică S_j tf	Momentul încovoietor M_j tfm	X_{2j}	η_j	Forța seismică S_j tf	Momentul încovoietor M_j tfm	S_{3j}	η_j	Forța seismică S_j tf	Momentul încovoietor M_j tfm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
9	5,8	35	10	175	0,973	114	4,3	2,14	5,86	0	−22,2	−1,56	−8,35	0	63,5	1,14	11,4	0
8	6,1	35	20	160	0,89	283	3,42	1,71	11,6	89,3	−14,9	−1,05	−14	− 125	30,3	0,55	13,6	171
7	6,7	18	20	140	0,778	306	2,44	1,22	8,96	440	−4,03	−0,28	−4,02	− 572	−20,55	−0,37	− 9,9	672
6	7,3	18	18,75	120,63	0,67	355	1,71	0,85	7,25	950	4,05	0,29	4,85	−1 082	−44,2	−0,8	−24,9	963
5	8,05	26	18,75	101,87	0,565	496	0,91	0,45	5,35	1 589	8,04	0,56	13	−1 486	−36,05	−0,65	−28,2	779
4	8,8	28	18,75	83,13	0,462	560	0,76	0,38	5,1	2 229	9,36	0,66	17,4	−1 603	− 6,05	−0,11	− 5,4	166
3	9,8	34	18,75	64,37	0,357	785	0,46	0,23	4,32	3 150	7,81	0,55	20,2	−1 480	25,9	0,47	32,3	− 650
2	11,05	38	30	40	0,222	1 850	0,218	0,11	4,62	4 331	4,65	0,33	28,7	− 791	42	0,76	123	−1 016
1	13,15	60	25	12,5	0,0695	3 090	0,054	0,027	2	5 591	1,26	0,09	13,1	827	18	0,33	89,3	2 053
	15,13	90								6 490				1 706				4 485

decît cele reale. Aceasta va conduce la determinarea unei încărcări seismice ceva mai mari decît cea efectivă, deci calculul va fi acoperitor.

Greutatea specifică aparentă globală a coșului, ținînd seama de căptușeală, conform relației (III.47) este

$$\gamma = 2{,}4 + 1{,}4\,\frac{5{,}2}{6{,}56} = 3{,}51\ \text{tf/m}^3.$$

Tabela 57

Forma oscilațiilor	Coeficientul frecvenței λ_i	Coeficienții formei	
		A_i	B_i
Prima	4,9	−0,197	0,011
A doua	18,7	5,8	−1,5
A treia	35	9,5	27

Perioadele oscilațiilor libere ale coșului, conform relației (III.45):

$$T_1 = \frac{2\pi H^2}{\lambda_1 r_0}\sqrt{\frac{\gamma}{Eg}} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 180^2}{4{,}9 \cdot 5{,}04}\sqrt{\frac{3{,}51}{2{,}8 \cdot 10^6 \cdot 9{,}81}} = \frac{14{,}4}{4{,}9} = 2{,}95\ \text{s};$$

$$T_2 = \frac{14{,}4}{18{,}7} = 0{,}77\ \text{s};\quad T_3 = \frac{14{,}4}{35} = 0{,}412\ \text{s}.$$

Se calculează coeficientul k din formula (III.46):

$$k = 0{,}75\,(0{,}0138 - 1) = -0{,}74.$$

Formele oscilațiilor libere ale coșului, corespunzătoare perioadelor determinate mai sus, se calculează cu formulele (III.46) după înlocuirea în aceste formule a rapoartelor $\frac{h_i}{H}$ din coloana 6, tabela 56:

prima formă

$$X_{1j} = \frac{1}{1 - 0{,}74\,\frac{h_j}{H}}\left(\sin\frac{\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} - 0{,}197\ \sin\frac{3\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} + 0{,}011\ \sin\frac{5\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H}\right);$$

forma a doua

$$X_{2j} = \frac{1}{1 - 0{,}74\,\frac{h_j}{H}}\left(\sin\frac{\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} + 5{,}8\ \sin\frac{3\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} - 1{,}5\ \sin\frac{5\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H}\right);$$

forma a treia

$$X_{3j} = \frac{1}{1 - 0{,}74\,\frac{h_j}{H}}\sin\frac{\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} + 9{,}5\ \sin\frac{3\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H} + 27\ \sin\frac{5\pi}{2}\cdot\frac{h_j}{H}\Big).$$

Astfel, de exemplu, pentru punctul superior corespunzător primei forme a oscilațiilor, avem

$$X_{19} = \frac{1}{1 - 0{,}74 \cdot 0{,}973}\left(\sin\frac{3{,}14}{2}0{,}973 - 0{,}197\ \sin\frac{3 \cdot 3{,}14}{2} \cdot 0{,}973 + \right.$$

$$\left. + 0{,}011\ \sin\frac{5 \cdot 3{,}14}{2}0{,}073\right) = 3{,}57(0{,}999 + 0{,}195 + 0{,}0107) = 4{,}3.$$

Rezultatele calculelor pentru toate formele sînt rezumate în tabela 56 (coloanele 8, 12 și 16).

Apoi, conform formulei (II.53)

$$\eta_k = X_k \frac{\sum_j Q_j X_j}{\sum_j Q_j X_j^2},$$

se calculează coeficienții formei oscilațiilor din coloanele 9, 13 și 17, tabela 56. Pentru prima formă a oscilațiilor raportul dintre sume este:

$$\frac{\sum_j Q_j X_j}{\sum_j Q_j X_j^2} = \frac{114 \cdot 4{,}3 + 283 \cdot 3{,}42 + 306 \cdot 2{,}44 + 355 \cdot 1{,}71 + 496 \cdot 0{,}91 +}{114 \cdot 4{,}3^2 + 383 \cdot 3{,}42^2 + 306 \cdot 2{,}44^2 + 355 \cdot 1{,}71^2 + 496 \cdot 0{,}91^2 +} \longrightarrow$$

$$\longrightarrow \frac{+ 560 \cdot 0{,}76 + 785 \cdot 0{,}46 + 1\,850 \cdot 0{,}218 + 3\,090 \cdot 0{,}054}{+ 560 \cdot 0{,}76^2 + 785 \cdot 0{,}46^2 + 1\,850 \cdot 0{,}218^2 + 3\,090 \cdot 0{,}054^2} = \frac{4\,620}{9\,264} = 0{,}499;$$

pentru forma a doua

$$\frac{\sum_j Q_j X_j}{\sum_j Q_j X_j^2} = \frac{144(-22{,}2) + 283(-14{,}9) + 306(-4{,}03) + 355 \cdot 4{,}05 + 496 \cdot 8{,}04 +}{144 \cdot 22{,}2^2 + 283 \cdot 14{,}9^2 + 306 \cdot 4{,}03^2 + 355 \cdot 4{,}05^2 + 496 \cdot 8{,}04^2 +} \longrightarrow$$

$$\longrightarrow \frac{+ 560 \cdot 9{,}36 + 785 \cdot 7{,}81 + 1\,850 \cdot 4{,}65 + 3\,090 \cdot 1 \cdot 26}{+ 560 \cdot 9{,}36^2 + 785 \cdot 7{,}81^2 + 1\,850 \cdot 4{,}65^2 + 3\,090 \cdot 1{,}26^2} = \frac{21\,305}{303\,700} = 0{,}07;$$

pentru forma a treia

$$\frac{\sum_j Q_j X_j}{\sum_j Q_j X_j^2} = \frac{144 \cdot 63{,}5 + 283 \cdot 30{,}3 + 306(-20{,}55) + 355(-44{,}2) + 496(-36{,}05) +}{144 \cdot 63{,}5^2 + 283 \cdot 30{,}3^2 + 306(-20{,}55)^2 + 355(-44{,}2)^2 + 496(-36{,}05)^2 +} \longrightarrow$$

$$\longrightarrow \frac{+ 560(-6{,}05) + 785 \cdot 25{,}9 + 1\,850 \cdot 42 + 3\,090 \cdot 18}{+ 560(-6{,}05)^2 + 785 \cdot 25{,}9^2 + 1\,850 \cdot 42^2 + 3\,090 \cdot 18^2} = \frac{126\,190}{6{,}97 \cdot 10^6} = 0{,}0181.$$

Cu formula (III.55) se calculează forțele seismice, luîndu-se următoarele valori ale produsului $K_c\beta$:

pentru prima formă:

$$K_c\beta_1 = 0{,}025 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}6 = 0{,}024$$

$\left(\beta_1\right.$ s-a luat egal cu 0,6 deoarece $\left.\frac{0{,}9}{T_1} = \frac{0{,}9}{2{,}95} < 0{,}6\right)$;

pentru forma a doua

$$K_c\beta_2 = 0{,}025 \cdot 1{,}6\,\frac{0{,}9}{0{,}77} = 0{,}047;$$

pentru forma a treia

$$K_c\beta_3 = 0{,}025 \cdot 1{,}6\,\frac{0{,}9}{0{,}412} = 0{,}0876.$$

Forțele seismice de calcul determinate astfel, au fost trecute în coloanele 10, 14 și 18 din tabela 56, iar în coloanele 11, 15 și 19, au fost trecute momentele încovoietoare respective.

Pe baza momentelor calculate, conform celor arătate la cap. II, se determină eforturile care se produc în construcție. Limita inferioară a eforturilor maxime este dată de diagrama înfășurătoare a eforturilor, corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor; diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare este trasată în fig. 247, *c* cu linie continuă. Limita superioară a eforturilor maxime posibile, se calculează cu formula (II.56) ca medie patratică a acelorași eforturi (corespunzătoare diferitelor forme ale oscilațiilor); astfel, în secțiunile 8 și 7 limita superioară a momentelor încovoietoare maxime posibile este :

$$M_8 = \sqrt{89{,}3^2 + (-125)^2 + 171^2} = 227 \text{ tf};$$

$$M_7 = \sqrt{440^2 + (-572)^2 + 672^2} = 990 \text{ tfm}.$$

Analog, se calculează momentele din alte secțiuni; diagrama lor este reprezentată în fig. 247, *c* cu linie punctată.

Exemplul 11. Să se determine încărcarea seismică de calcul și momentele încovoietoare corespunzătoare acesteia, pentru coloana din fig. 248, folosită în industria chimică. Coloana este alcătuită dintr-un cilindru metalic cu pereți subțiri. Diametrul interior al coloanei în secțiunea superioară este de 160 cm, iar în secțiunea inferioară 220 cm. Reazemul cilindrului are diametrul de 224 cm. Grosimea pereților este de 1,2 cm la partea superioară a cilindrului și 1,8 cm la partea inferioară. Înălțimea totală a coloanei este $H = 45$ m; înălțimea porțiunii inferioare îngroșate este de 24 m. Seismicitatea regiunii în care se montează coloana este de gradul 8.

Neglijînd diferența dintre diametrul suportului de pe reazem și partea inferioară a coloanei, se admite că secțiunea construcției este constantă pe înălțimea de 24 m, iar momentul său de inerție este $I_1 = 8{,}36 \cdot 10^6$ cm^4. Momentul de inerție al secțiunii superioare este $I_2 = 2{,}2 \cdot 10^6$ cm^4.

Schema de calcul a coloanei se ia sub forma unui sistem cu 8 mase concentrate. În acest scop, coloana se divide pe înălțime în tronsoane, admițîndu-se că greutatea fiecărui tronson este concentrată în centrul acestuia. Greutatea tronsonului superior se distribuie în părți egale la punctul superior al coloanei și la masa situată imediat mai jos (fig. 248). Greutățile Q_j ale maselor sînt date în coloana 2, tabela 58, iar înălțimile respective h_j măsurate de la bază, sînt indicate în coloana 3. În coloana 4 se dă înălțimea relativă h_j/H, a punctelor de aplicație ale maselor concentrate.

Perioadele oscilațiilor libere ale coloanei se determină cu formula (III.49). Formele oscilațiilor se iau din tabela 25.

a) *Forțele seismice și momentele încovoietoare corespunzătoare primei forme a oscilațiilor libere*

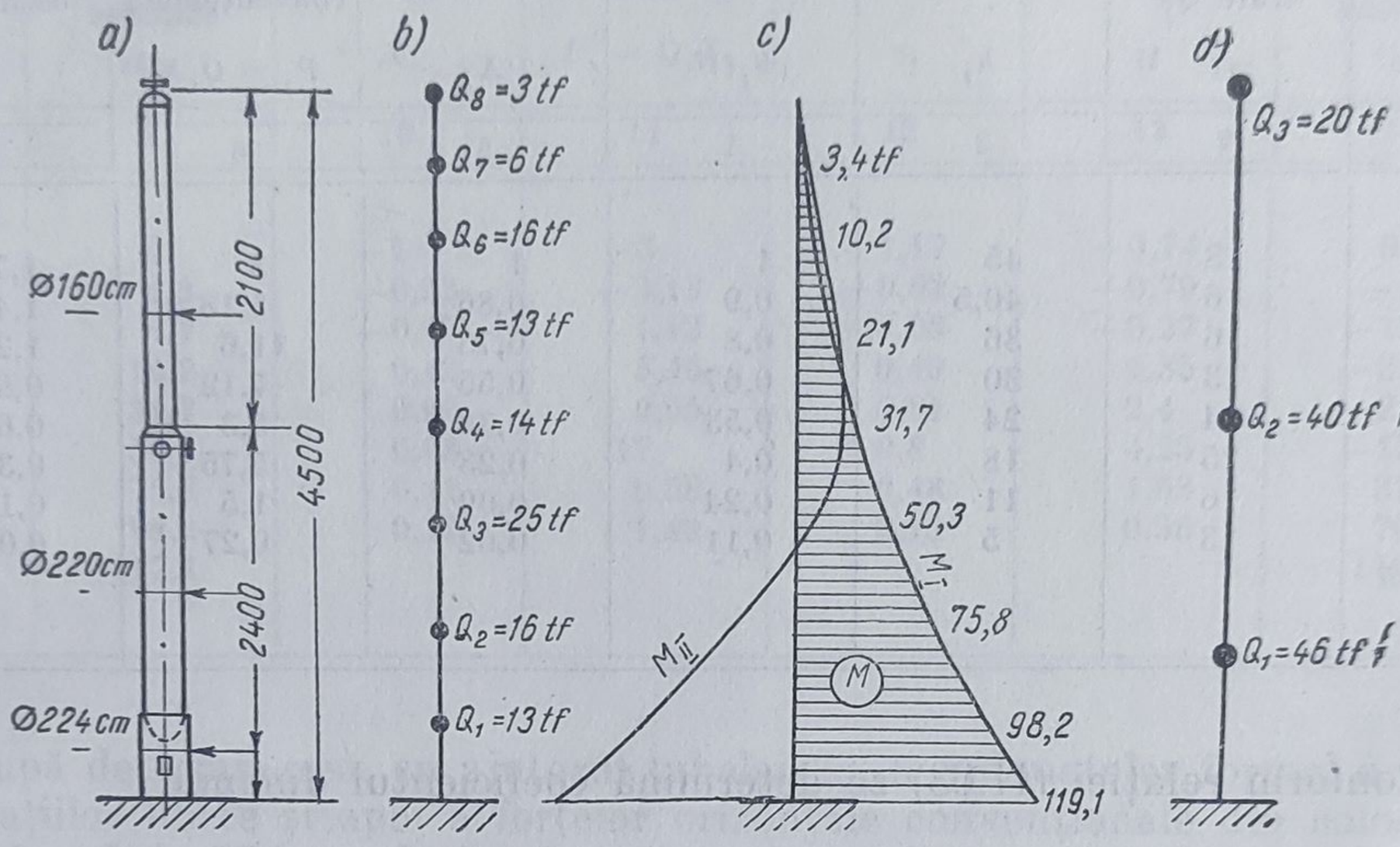


Fig. 248. Coloană cilindrică verticală pentru industria chimică:
a — schema constructivă; *b* și *d* — scheme de calcul; *c* — diagramele momentelor încovoietoare.

În raport cu înălțimea $\frac{h_j}{H}$ din tabela 25 se determină, prin interpolare, ordonatele primei forme a oscilațiilor libere (coloana 5, tabela 58), apoi se calculează, în punctele de aplicație ale maselor concentrate, încărcarea orizontală convențională P_j, egală cu produsul dintre greutatea Q_j a masei și ordonata respectivă X_j din coloana 6, tabela 58.

Deplasarea statică f_1 produsă de forțele P_j se calculează în punctul de aplicație al masei inferioare

$$f_1 = \frac{h_1^3}{3EI_1}\left[\sum_{j=1}^{8} P_j + \frac{1,5}{h_1}\sum_{j=2}^{8} P_j(h_j - h_1)\right] = \frac{500^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 8,36 \cdot 10^6}\Big[(0,27 +$$

$$+ 1,5 + 5,75 + 5,3 + 7,12 + 11,6 + 5,18 + 3) \times 10^3 + \frac{1,5}{500}(1,5 \cdot 6 +$$

$$+ 5,75 \cdot 13 + 5,3 \cdot 19 + 7,12 \cdot 25 + 11,6 \cdot 31 + 5,18 \cdot 35,5 +$$

$$+ 3 \cdot 40) \cdot 10^5\Big] = 0,865 \text{ cm}.$$

Perioada fundamentală a oscilațiilor libere, conform relației (III.59), este:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{f_1}{gX_1}} = 2 \cdot 3,14\sqrt{\frac{0,865}{0,02 \cdot 981}} = 1,29 \text{ s}.$$

Numărul punctului	Greutatea maselor concentrate Q_j tf	Înălțimea de la bază h_j	Înălțimea relativă h_j/H	For Ordonatele din tabelă X_j	Încărcarea orizontală convențională $P_j = Q_j X_j$	Coeficientul formei oscilațiilor η_j
1	2	3	4	5	6	7
8	3	45	1	1	3	1,7
7	6	40,5	0,9	0,86	5,18	1,47
6	16	36	0,8	0,73	11,6	1,25
5	13	30	0,67	0,55	7,12	0,94
4	14	24	0,53	0,38	5,3	0,65
3	25	18	0,4	0,23	5,75	0,39
2	16	11	0,24	0,09	1,5	0,16
1 la bază	13	5	0,11	0,02	0,27	0,034

Conform relației (II.63) se determină coeficientul dinamic

$$\beta_1 = 1{,}6\,\frac{0{,}9}{T_1} = 1{,}6\,\frac{0{,}9}{1{,}29} = 1{,}12.$$

Pentru determinarea coeficientului η_k se calculează sumele

$$\sum_{j=1}^{8} Q_j X_j = (13 \cdot 0{,}02 + 16 \cdot 0{,}09 + 25 \cdot 0{,}23 + 14 \cdot 0{,}38 +$$

$$+ 13 \cdot 0{,}55 + 16 \cdot 0{,}73 + 6 \cdot 0{,}86 + 3 \cdot 1) \cdot 10^3 = 39{,}6 \cdot 10^3;$$

$$\sum_{j=1}^{8} Q_j X_j^2 = (13 \cdot 0{,}02^2 + 16 \cdot 0{,}09^2 + 25 \cdot 0{,}23^2 + 14 \cdot 0{,}38^2 +$$

$$+ 13 \cdot 0{,}55^2 + 16 \cdot 0{,}73^2 + 6 \cdot 0{,}86^2 + 3 \cdot 1^2) \cdot 10^3 = 23{,}2 \cdot 10^3.$$

Valorile coeficientului de formă a oscilațiilor η_k calculate conform relației (II.53) și corespunzătoare primei forme a oscilațiilor sînt date în coloana 7, tabela 58.

Forțele seismice S_j, calculate cu formula (II.55), sînt date în coloana 8; produsul $K_c\beta$ este $0{,}05 \cdot 1{,}12 = 0{,}056$; momentele încovoietoare produse de aceste forțe sînt date în coloana 9.

b) *Forțele seismice și momentele încovoietoare corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor libere*

Calculul se face în aceeași ordine ca și pentru prima formă a oscilațiilor, iar rezultatele calculului sînt date în aceeași tabelă.

Tabela 58

ma I		Forma II				
Forțele seismice S_j tf	Momentele M_j produse de forțele seismice tfm	Ordonatele din tabelă X_j	Încărcarea orizontală convențională $P_j = Q_j X_j$	Coeficientul formei oscilațiilor η_j	Forțele seismice S_j tf	Momentele M_j produse de forțele seismice tfm
8	9	10	11	12	13	14
0,29	0	−1	−3	−1,17	−0,74	0
0,49	1,3	−0,53	−3,18	−0,62	−0,79	−3,4
1,12	4,7	−0,07	−1,12	−0,08	−0,27	−10,2
0,68	16,2	0,42	5,46	0,49	1,35	−21,1
0,51	31,7	0,69	9,65	0,81	2,4	−23,8
0,55	50,3	0,68	17	0,8	4,25	−12,1
0,14	75,8	0,41	6,56	0,48	1,63	31,2
0,02	98,2	0,11	1,42	0,13	0,36	76,2
	117,4					119,1

După determinarea, cu ajutorul tabelei 25, a ordonatelor formei a doua a oscilațiilor libere și apoi a forțelor orizontale convenționale din coloanele 10 și 11, tabela 58, se calculează deplasarea statică a punctului de aplicație al masei inferioare

$$f_1 = \frac{500^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}36 \cdot 10^6}\Big[(1{,}42 + 6{,}56 + 17 + 9{,}65 + 5{,}46 - 1{,}12 - 3{,}18 - 3)10^3 + \frac{1{,}5 \cdot 10^5}{500}(6{,}56 \cdot 6 + 17 \cdot 13 + 9{,}65 \cdot 19 + 5{,}46 \cdot 25 - 1{,}12 \cdot 31 - 3{,}18 \cdot 35{,}5 - 3 \cdot 40)\Big] = 0{,}318 \text{ cm.}$$

Perioada corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor libere este :

$$T_2 = 2\pi\sqrt{\frac{f_1}{gX_1}} = 2 \cdot 3{,}14\sqrt{\frac{0{,}318}{0{,}11 \cdot 981}} = 0{,}34 \text{ s.}$$

Coeficientul dinamic β_2 este :

$$\beta_2 = 1{,}6\,\frac{0{,}9}{0{,}34} = 4{,}24.$$

În coloana 12, tabela 58, se dau coeficienții formei oscilațiilor, calculați conform relației (II.53) pentru

$$\sum_{j=1}^{8} Q_j X_j = (13 \cdot 0{,}11 + 16 \cdot 0{,}41 + 25 \cdot 0{,}68 + 14 \cdot 0{,}69 + 13 \cdot 0{,}42 - 16 \cdot 0{,}07 - 6 \cdot 0{,}53 - 3 \cdot 1)10^3 = 32{,}8 \cdot 10^3;$$

$$\sum_{j=1}^{8} Q_j X_j^2 = [13 \cdot 0{,}11^2 + 16 \cdot 0{,}41^2 + 25 \cdot 0{,}68^2 + 14 \cdot 0{,}69^2 + 13 \cdot 0{,}42^2 + 16(-0{,}07)^2 + 6(-0{,}53)^2 + 3(-1)^2]. \; 10^3 = 28{,}1 \cdot 10^3.$$

Se calculează forțele seismice corespunzătoare formei a doua a oscilațiilor (coloana 13); produsul $K_c\beta_2$ este $0{,}05 \times 4{,}24 = 0{,}212$. În coloana 14 se dau valorile momentelor încovoietoare produse de aceste forțe.

În fig. 248, *c* se dau diagramele momentelor încovoietoare corespunzătoare primei și a doua forme a oscilațiilor, precum și înfășurătoarea lor.

Exemplul 11 a. Coloana din exemplul precedent se calculează ca un sistem cu trei grade de libertate. Pentru aceasta, o masă se concentrează la înălțimea de 10 m unde, în mod obișnuit, se concentrează greutatea dată de produsul prelucrat în instalație, o a doua masă la cota corespunzătoare variației secțiunii, iar masa a treia se concentrează la capătul superior al coloanei (fig. 248, *d*). Greutățile respective sînt : $Q_1 = 46$ tf, $Q_2 = 40$ tf, $Q_3 = 20$ tf. Masele corespunzătoare lor sînt :

$$m_1 = \frac{46\,000}{981} = 47 \text{ kgfs}^2/\text{cm}; \quad m_2 = 40{,}7 \text{ kgfs}^2/\text{cm};$$

$$m_3 = 20{,}4 \text{ kgfs}^2/\text{cm}.$$

Se determină, conform relației (III.63), deplasările unitare ale punctelor de aplicație ale maselor concentrate ale sistemului care se tratează ca o consolă alcătuită din două tronsoane cu rigidități diferite :

$$\partial_{11} = \frac{1\,000^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}36 \cdot 10^6} = 1{,}99 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 1{,}99 \cdot 10^{-5}\left(1 + 1{,}5\,\frac{2\,400 - 1\,000}{1\,000}\right) = 6{,}17 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 1{,}99 \cdot 10^{-6}\left(1 + 1{,}5\,\frac{4\,500 - 1\,000}{1\,000}\right) = 12{,}4 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{22} = \frac{2\,400^3}{3 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}36 \cdot 10^6} = 27{,}6 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = 27{,}6 \cdot 10^{-5}\left(1 + 1{,}5\,\frac{4\,500 - 2\,400}{2\,400}\right) = 64 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf};$$

$$\delta_{33} = \frac{1}{2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}36 \cdot 10^6}\left(\frac{8{,}36}{2{,}2} \cdot \frac{2\,100^3}{3} + \frac{2\,400^3}{3} + 2\,400^2 \cdot 2\,100 + 2\,400 \cdot 2\,100^2\right) =$$

$$= 240 \cdot 10^{-5} \text{ cm/kgf}.$$

Se scrie sistemul de ecuații canonice (III.16)

$$\left.\begin{aligned}
&(1{,}99 \cdot 10^{-5} \cdot 47 p_i^2 - 1)\, X_{i1} + 26{,}17 \cdot 10^{-5} \cdot 40{,}7\, p_i^2\, X_{i2} + \\
&\quad + 12{,}4 \cdot 10^{-5} \cdot 20{,}4 \cdot p_i^2\, X_{i3} = 0; \\
&6{,}17 \cdot 10^{-5} \cdot 47\, p_i^2\, X_{i1} + (27{,}6 \cdot 10^{-5} \cdot 40{,}7\, p_i^2 - 1)\, X_{i2} + \\
&\quad + 64 \cdot 10^{-5} \cdot 20{,}4\, p_i^2\, X_{i3} = 0; \\
&12{,}4 \cdot 10^{-5} \cdot 47\, p_i^2\, X_{i1} + 64 \cdot 10^{-5} \cdot 40{,}7\, p_i^2\, X_{i2} + \\
&\quad + (240 \cdot 10^{-5} \cdot 20{,}4\, p_i^2 - 1)\, X_{i3} = 0
\end{aligned}\right\}$$

și se calculează coeficienții ecuației frecvențelor (III.14)

$$A = -(47 \cdot 1{,}99 \cdot 10^{-5} + 40{,}7 \cdot 27{,}6 \cdot 10^{-5} + 20{,}4 \cdot 240 \cdot 10^{-5}) = \\ = -6\,133{,}6 \cdot 10^{-5};$$

$$B = 47 \cdot 40{,}7\,(1{,}99 \cdot 27{,}6 \cdot 10^{-10} - 6{,}17^2 \cdot 10^{-10}) + \\ + 47 \cdot 20{,}4\,(1{,}99 \cdot 240 \cdot 10^{-10} - 12{,}4^2 \cdot 10^{-10}) + \\ + 40{,}7 \cdot 20{,}4\,(27{,}6 \cdot 240 \cdot 10^{-10} - 64^2 \cdot 10^{-10}) = 24{,}165 \cdot 10^{-5};$$

$$D = 47 \cdot 40{,}7 \cdot 20{,}4\,(1{,}99 \cdot 64^2 \cdot 10^{-15} + 27{,}6 \cdot 12{,}4^2 \cdot 10^{-15} + \\ + 240 \cdot 6{,}17^2 \cdot 10^{-15} - 1{,}99 \cdot 27{,}6 \cdot 240 \cdot 10^{-15} - \\ - 2 \cdot 6{,}17 \cdot 12{,}4 \cdot 64 \cdot 10^{-15}) = -0{,}0057 \cdot 10^{-5}.$$

Valorile obținute pentru coeficienți se înlocuiesc în relația (III.14)

$$\frac{1}{p_i^6} - 6\,113{,}6 \cdot 10^{-5} \frac{1}{p_i^4} + 24{,}165 \cdot 10^{-5} \frac{1}{p_i^2} - 0{,}0057 \cdot 10^{-5} = 0.$$

Înmulțind cu 10^6 toți termenii acestei ecuații și notînd $\frac{10^2}{p_i^2} = k$, se obține ecuația ai cărei coeficienți ușurează calculul,

$$k^3 - 6{,}1\ k^2 + 2{,}4\ k - 0{,}057 = 0.$$

Se alege rădăcina corespunzătoare primei forme a oscilațiilor libere. Să presupunem că perioada oscilațiilor fundamentale ale coloanei este egală cu 1 s. Acestei valori a perioadei îi corespunde frecvența circulară $p = \frac{2\pi}{1} = 6{,}28$ și în consecință, k este egal cu $\frac{10^2}{6{,}28^2} = 2{,}54$. Înlocuind în ecuație această valoare a lui k, în partea dreaptă obținem — 16,9. Luăm $k = 4$ căruia îi corespunde în partea dreaptă—23,96. Prin urmare, pentru a ne apropia de zero, este necesar ca valoarea lui k, să fie mai mică decît 2,54. Luînd $k = 1$, în partea dreaptă obținem—2,76. Făcînd încă două pînă la trei înlocuiri se obține $k = 0{,}395$.

Celelalte două rădăcini se află din sistemul de ecuații

$$\left.\begin{aligned} k'\,k'' &= \frac{0{,}057}{0{,}395} = 0{,}128; \\ k' + k'' &= 6{,}1 - 0{,}395 = 5{,}705, \end{aligned}\right\}$$

care dă

$$(k'')^2 - 5{,}705\ k'' + 0{,}128 = 0,$$

de unde

$$k'' = 5{,}76 \text{ și } k' = 0{,}023.$$

Frecvențele corespunzătoare acestor rădăcini sînt

$$p_i^2 = \frac{10^2}{k}; \qquad p_1^2 = 17{,}4\ 1/\text{s}; \qquad p_2^2 = 25{,}4\ 1/\text{s}; \qquad p_3^2 = 4\,350\ 1/\text{s},$$

iar perioadele oscilațiilor libere, conform relației (II.3)

$$T_1 = 1{,}5\ \text{s}; \qquad T_2 = 0{,}395\ \text{s}; \qquad T_3 = 0{,}095\ \text{s}.$$

Formele oscilațiilor libere se determină înlocuind patratul frecvenței în primele două ecuații canonice scrise anterior (III.15) și rezolvînd sistemul format din aceste ecuații. Forma oscilațiilor fundamentale pentru $X_1 = 1$

$$\left.\begin{aligned} -0{,}984 + 0{,}0438 X_2 + 0{,}0443 X_3 = 0 \\ 0{,}0508 - 0{,}803 X_2 + 0{,}228\ X_3 = 0 \end{aligned}\right\}$$

din prima ecuație avem

$$X_2 = \frac{0{,}984 - 0{,}0443\ X_3}{0{,}0438}$$

înlocuind în ecuația a doua se obține $X_3 = 17{,}3$; apoi din expresia precedentă rezultă $X_2 = 5$. Forma a doua a oscilațiilor pentru $X_1 = 1$

$$\begin{aligned} -0{,}762 + 0{,}638 X_2 + 0{,}645 X_3 = 0 \\ 0{,}735 + 1{,}85\ X_2 + 3{,}32\ X_3 = 0 \end{aligned}$$

din prima ecuație

$$X_2 = \frac{0{,}762 - 0{,}645\ X_3}{0{,}638}$$

și înlocuind în ecuația a doua se obține $X_3 = -2{,}03$; apoi din expresia precedentă, rezultă $X_2 = 3{,}25$.

Forțele seismice de calcul și momentele.

Pentru prima formă

$$\beta_1 = 1{,}6\frac{0{,}9}{1{,}5} = 0{,}96; \qquad \eta_1 = 1 \cdot \frac{46 \cdot 1 + 40 \cdot 5 + 20 \cdot 17{,}3}{46 \cdot 1^2 + 40 \cdot 5^2 + 20 \cdot 17{,}3^2} = 0{,}084;$$

$$\eta_2 = 5 \cdot 0{,}084 = 0{,}42; \qquad \eta_3 = 17{,}3 \cdot 0{,}084 = 1{,}45;$$

iar forțele seismice sînt

$$S_1 = 0{,}17 \text{ tf}; \qquad S_2 = 0{,}755 \text{ tf}; \qquad S_3 = 1{,}3 \text{ tf}.$$

Momentul încovoietor de la baza sistemului

$$M_0 = 0{,}17 \cdot 10 + 0{,}755 \cdot 24 + 1{,}3 \cdot 45 = 78{,}3 \text{ tfm}.$$

Pentru forma a doua

$$\beta_2 = 1{,}6\frac{0{,}9}{0{,}395} = 3{,}42;$$

$$\eta_1 = \frac{46 \cdot 1 + 40 \cdot 3{,}25 - 20 \cdot 2{,}03}{46 \cdot 1^2 + 40 \cdot 3{,}25^2 + 20(-2{,}03)^2} = 0{,}245;$$

$$\eta_2 = 3{,}25 \cdot 0{,}245 = 0{,}797; \qquad \eta_3 = -2{,}03 \cdot 0{,}245 = -0{,}498;$$

iar forțele seismice sînt

$$S_1 = 1{,}92 \text{ tf}; \qquad S_2 = 5{,}45 \text{ tf}; \qquad S_3 = -1{,}7 \text{ tf}.$$

Momentul încovoietor de la baza sistemului este

$$M_0 = 1{,}95 \cdot 10 + 5{,}45 \cdot 24 - 1{,}7 \cdot 45 = 74 \text{ tfm}.$$

Comparînd rezultatele acestui calcul cu cel precedent se poate trage concluzia că perioadele oscilațiilor libere ale coloanei, calculate după cele două scheme de calcul, sînt apropiate între ele. Valorile ceva mai mari ale perioadelor din cazul al doilea se explică prin faptul că masa a treia se află chiar la capătul superior al construcției, în timp ce în realitate ea se află ceva mai jos. Sistemul cu trei grade de libertate nu poate fi folosit însă pentru determinarea eforturilor unitare din construcție; astfel de exemplu, în cazul de față momentul încovoietor de calcul din secțiunea cea mai importantă a fost aproape cu 40% mai mic decît cel real. În consecință, se poate trage concluzia că pentru determinarea eforturilor unitare din construcțiile la care încărcarea fundamentală este uniform distribuită, numărul maselor concentrate trebuie să fie de cel puțin 5—6, deoarece altfel se pot comite erori grave.

În încheiere, ținînd seama de variația relativ mică a secțiunii coloanei în raport cu înălțimea sa, să calculăm perioadele oscilațiilor libere cu formula (III.32) ca pentru un sistem cu masa uniform distribuită și cu secțiune constantă. Dacă pentru masa uniform distribuită se ia valoarea medie

$$\frac{47 + 40{,}7 + 20{,}4}{4\,500} = 0{,}024 \text{ kgfs}^2/\text{cm}^2,$$

perioadele oscilațiilor libere, corespunzătoare primelor două forme, sînt:

$$T_1 = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 4\,500^2}{1{,}875^2} \sqrt{\frac{0{,}0241}{2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}26 \cdot 10^6}} = 1{,}37 \text{ s},$$

$$T_2 = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 4\,500^2}{4{,}694^2} \sqrt{\frac{0{,}024}{2 \cdot 10^6 \cdot 8{,}36 \cdot 10^6}} = 0{,}22 \text{ s}.$$

Astfel, perioada fundamentală este apropiată de aceea obținută în calculul precedent, iar perioada a doua este mai mare, întrucît neglijarea variației secțiunii și masei are o influență mai mare asupra acestei perioade.

Momentul încovoietor de la baza sistemului corespunzător acestei scheme de calcul este de 116 tfm.

BIBLIOTECA CENTRALĂ
REGIONALĂ
IAȘI

TABLA DE MATERII

Prefață 5

Capitolul I. FENOMENELE SEISMICE ȘI EFECTELE LOR 9

1. Importanța problemei construcțiilor rezistente la curtremur pentru economia națională a U.R.S.S. 9
2. Cutremurele și efectele lor pe suprafața solului 11
3. Regiunile seismice 31
4. Caracterizarea unor cutremure distrugătoare 47

Bibliografie la capitolul I 61

Capitolul II. ÎNCĂRCĂRILE SEISMICE 64

1. Teoria statică de calcul 64
2. Metodele dinamice de calcul 65
3. Sistemul cu un singur grad de libertate 74
4. Sisteme cu mai multe grade de libertate 85
5. Determinarea valorilor de calcul ale forțelor seismice 89
6. Diagrama coeficientului dinamic β și analiza acestui coeficient 95
7. Problema preciziei calculului 104
8. Aprecierea critică a metodei de calcul propuse 116

Bibliografie la capitolul II 123

Capilolul III. SCHEMELE DE CALCUL DINAMIC AL CONSTRUCȚIILOR 127

1. Perioadele și formele oscilațiilor libere ale sistemelor elastice 127
2. Calculul la acțiunea forțelor seismice. Particularitățile schemelor de calcul al structurilor 142
3. Alegerea schemelor de calcul ale clădirilor și ale altor tipuri de structuri. Determinarea perioadelor și formelor oscilațiilor libere 150
   Construcții înalte cu dimensiuni mici în plan 158
   Clădiri cu pereți portanți din zidărie 164
   Construcții pe schelet 174
4. Calculul practic al construcțiilor prin metoda adoptată în normele SN 8-57 180
   Încărcări seismice 180
   Particularitățile calculului de rezistență 185

Bibliografie la capitolul III 188

Capitolul IV. CARACTERISTICILE DINAMICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚIE 190

1. Rezistența materialelor la încărcări repetate cu un număr redus de cicluri 190
2. Rigiditățile dinamice ale elementelor de construcție 202
3. Caracteristicile amortizării și introducerea lor în calcul la rezolvarea problemelor dinamice 204
   212

Bibliografie la capitolul IV .....

Capitolul V. CLASIFICAREA SCHEMELOR CONSTRUCTIVE ALE CLĂDIRILOR, ALCĂTUIREA ŞI CALCULUL LOR LA SOLICITĂRI SEISMICE 215

1. Particularităţile comportării elementelor de construcţie ale clădirii sub acţiunea forţelor seismice 215
2. Forma şi dimensiunile clădirilor. Clasificarea clădirilor în raport cu rigiditatea orizontală şi soluţiile lor constructive 217
3. Clădiri cu pereţi portanţi 213
Indicaţii generale 223
Rezultatele cercetărilor experimentale cu privitre la rigiditatea orizontală a clădirilor cu pereţi portanţi 237
Clădiri din panouri mari 240
Clădiri din blocuri mari 273
Clădiri cu pereţi din cărămidă şi blocuri mici 295
4. Clădiri pe schelet 315
Generalităţi. Structuri 315
Calculul pereţilor clădirilor pe schelet, ţinînd seama de conlucrarea umpluturii 327

Bibliografie la capitolul V. 332

Capitolul VI. ELEMENTE DE COSTRUCŢIE PREFABRICATE DIN BETON ARMAT 334

Bibliografie la capitolul VI. 351

Capitolul VII. SOLUŢII CONSTRUCTIVE NOI DE CLĂDIRI REZISTENTE LA CUTREMUR 353

1. Clădiri pe schelet la care umplutura pereţilor nu conlucrează cu scheletul 354
2. Clădiri din elemente spaţiale 357
3. Cladirii din elemente foarte uşoare 359

Bibliografie la capitolul VII. 359

Capitolul VIII. EXEMPLE DE CALCUL AL CONSTRUCŢIILOR LA SOLICITĂRI SEISMICE 360

BIBLIOTECA CENTRALĂ
REGIONALĂ
IAŞI

624.042
699.84

Redactor responsabil : Ing. ILIE EMILIA
Tehnoredactor : IVAN THEODOR

Dat la cules 10.03.1964. Bun de tipar 29.05.1964. Apărut 1964. Tiraj : 3000+110+25. Legate. Hîrtie velină de 63 g/m², 700×1000/16. Coli editoriale 34,55. Coli de tipar 28,50. A. 3077/1964. C.Z. pentru bibliotecile mari 699,84. C.Z. pentru bibliotecile mici 699.

Tiparul executat la Intreprinderea Poligrafică „13 Decembrie 1918", B-dul Ilie Pintilie 58—60, Bucureşti — R. P. R.
Comanda nr. 613.